



Daladier Oliveira Fernandes

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

**Avaliação da resposta estática de
barragens gravidade de alvenaria de
pedra de planta poligonal considerando
modelos tridimensionais e planos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Doutor António Lopes Batista

Júri:

Presidente: Professora Doutora Ildi Cismasiu
Arguente: Professora Doutora Teresa T. G. Santana
Vogal: Professor Doutor António Lopes Batista



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2016

LOMBADA



Avaliação da resposta estática de barragens gravidade de alvenaria de pedra de planta poligonal considerando modelos tridimensionais e planos – Autor: Daladier Fernandes

2016

Copyright © Daladier Oliveira Fernandes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

O espaço limitado desta secção de agradecimentos não me permite agradecer, como devia, a todas as pessoas que, ao longo do meu percurso me ajudaram, direta ou indiretamente, a cumprir os meus objetivos académicos. Desta forma, deixo apenas algumas palavras, poucas, mas com um sentido e profundo sentimento de reconhecido agradecimento.

Ao Professor Doutor António Lopes Batista, expresso o meu agradecimento pela orientação e apoio incondicional, o que permitiu o melhoramento dos meus conhecimentos técnicos e científicos e, sem dúvida, muito estimularam o meu desejo de querer sempre saber mais e fazer melhor. Agradeço também a confiança que em mim depositou, desde o início, mas também o sentido de responsabilidade que me incutiu ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

Agradeço ao LNEC o acolhimento concedido para a realização desta dissertação.

Ao Eng^o Ivo Dias, bolseiro de pós-doutoramento do Departamento de Barragens de Betão do LNEC, e ao Eng^o Renato Pereira, Bolseiro de doutoramento da FCT/UNL com acolhimento no LNEC, agradeço todo o apoio e disponibilidade na utilização de programas de cálculo automático desenvolvidos no LNEC para análise estática de estruturas maciças.

Agradeço também à Pebble Hydro, do grupo EDP, a autorização concedida para a utilização da barragem do Covão do Ferro como caso de estudo no presente trabalho, com a consequente disponibilização de diversos elementos sobre a obra.

À minha mãe e aos meus irmãos, um enorme obrigado por acreditarem sempre em mim e naquilo que faço e por todos os ensinamentos de vida. Espero que esta etapa, que agora termino, possa, de alguma forma, retribuir e compensar todo o carinho, apoio e dedicação que constantemente me oferecem.

À minha namorada, Cátia Antunes, um agradecimento especial pelo apoio, pelas palavras de incentivo e pela transmissão de confiança e força, em todos os momentos que precisei. Por tudo isso, a minha enorme gratidão!

Ao meu grande amigo, Paulo Batalha, um muito obrigado pelo incentivo e ajuda, que permitiu a minha integração no ambiente universitário em Portugal. Não tenho mesmo palavras para poder descrever o profundo agradecimento por essa ajuda.

Por fim, agradeço a todos os meus amigos, que tive o prazer de conhecer em Portugal durante o meu percurso académico. Quero agradecer-lhes a amizade, a companhia e a partilha de bons momentos. Devo fazer uma referência especial ao Luís Kanje e ao Francisco Galiano, pela ajuda e apoio concedido durante estes últimos anos.

Resumo

A maioria das barragens de alvenaria de pedra são estruturas do tipo gravidade, sendo habitualmente projetadas para resistir às ações exercidas pela água sobre no seu corpo através do seu peso próprio. Muitas destas barragens têm planta reta ou com pequena curvatura voltada para jusante, mas há casos de obras localizadas em vales mais largos, em que foi adotada, por diferentes razões, uma planta poligonal.

As barragens de alvenaria portuguesas em exploração têm vindo a sofrer obras de beneficiação e reabilitação, essencialmente para recuperar o monolitismo estrutural e a impermeabilidade que progressivamente se perdem por lixiviação das argamassas que ligam os blocos de pedra. Esta lixiviação provoca uma degradação progressiva da estrutura, originando a perda de resistência e da rigidez mecânica e afetando o seu comportamento estrutural e hidráulico.

Depois de uma breve resenha sobre as barragens de alvenaria de pedra, apresentam-se os modelos estruturais, baseados no método dos elementos finitos, que habitualmente são utilizados na análise e interpretação do comportamento observado deste tipo de barragens.

Apresenta-se como caso de estudo a barragem do Covão do Ferro, localizada na serra da Estrela. Tem cerca de cem anos de idade, 32,5 m de altura, e planta poligonal. Foi submetida a diferentes obras de reabilitação ao longo de sua vida. Os resultados da observação dos deslocamentos da barragem foram usados como elementos de referência para a validação dos modelos estruturais tridimensionais e planos desenvolvidos, com o objetivo de interpretar o comportamento observado e inferir sobre os efeitos tridimensionais na resposta estática deste tipo de estruturas.

Palavras-chave: Barragem gravidade de alvenaria, Comportamento observado, Lixiviação das argamassas, Método dos elementos finitos, Planta poligonal

Abstract

The majority of the masonry stone dams are structures of the gravity type. They are usually designed to resist to the water actions by the dead weight. Many of these dams have a straight axis or are curved in plan, with its concavity towards to the downstream side. However, in some cases there are used polygonal axis in wide valleys.

The Portuguese masonry dams in operation have been improvement or rehabilitation works, mainly to restore an adequate structural behaviour and to guarantee its impermeability, that are gradually affected by the leaching of the mortars that link the stone blocks. This leaching provokes the structural degradation, which causes the loss of the mechanical strength and stiffness and, consequently, influence its structural and hydraulic behaviour.

After a brief introduction about the stone masonry dam, the structural models based on the element finite method are presented, which are usually used to analyse and interpret the observed behaviour of this type of dams.

The case study of the Covão do Ferro dam, located in the Estrela mountains, is presented. The dam is 32.5 m high and has a polygonal axis. This dam suffered different rehabilitation works throughout its lifespan. The results of the displacements monitoring of the dam were used for the validation of the two-dimensional and three-dimensional structural models that were developed, with the aim of interpreting the observed behavior and to check the three-dimensional effects in the static response of this type of structures.

Keywords: Gravity masonry dams, Observed behaviour, Leaching of the mortars, Finite element method, Polygonal plan

Índice geral

Agradecimentos.....	I
Resumo.....	III
Abstract	V
Índice geral.....	VII
Índice de figuras	XI
Índice de tabelas	XVII
Simbologia e notações.....	XIX
1. Considerações iniciais	1
1.1 Interesse e enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos da dissertação.....	2
1.3 Abordagem adotada no desenvolvimento do trabalho	2
1.4 Organização da dissertação	3
2. Barragens de alvenaria	5
2.1 Antecedentes históricos.....	5
2.1.1 Períodos egípcio e romano	5
2.1.2 Desenvolvimentos até ao início do século XIX.....	9
2.1.3 Desenvolvimentos após o início do século XIX.....	11
2.2 Características gerais das barragens gravidade de alvenaria.....	13
2.2.1 Considerações gerais	13
2.2.2 Perfis transversais.....	13
2.2.3 Materiais e técnicas construtivas	13
2.2.4 Geometria em planta.....	14
2.3 Ações em condições de serviço.....	15

2.3.1	Considerações gerais	15
2.3.2	Ação gravítica.....	17
2.3.3	Pressão hidrostática	17
2.3.4	Ações térmicas	17
2.3.5	Deterioração das barragens de alvenaria devida à lixiviação das argamassas.....	18
2.4	Barragens de alvenaria portuguesas	19
3.	Método dos elementos finitos para análise estrutural das barragens de alvenaria em condições de serviço	23
3.1	Considerações gerais	23
3.2	Fundamentos do método dos elementos finitos (MEF).....	23
3.2.1	Conceito de rigidez de um material.....	23
3.2.2	Funções de interpolação	24
3.2.3	Princípio dos trabalhos virtuais (PTV) na formulação do MEF	25
3.2.4	Matriz de rigidez elementar	26
3.2.5	Matriz de rigidez global e sistema governativo	29
3.3	Elementos finitos usados na análise estrutural de barragens.....	30
4.	Metodologia simplificada para cálculo das variações de temperatura anuais no corpo das barragens de alvenaria.....	33
4.1	Considerações gerais	33
4.2	Transmissão de calor por condução	33
4.3	Transmissão de calor por condução em placas sujeitas a variações de temperatura harmónicas nas faces.....	35
4.4	Exemplo de aplicação	37
5.	Caracterização da barragem do Covão do Ferro	39
5.1	Características atuais da barragem	39
5.2	Geologia e fundações	42
5.3	Síntese sobre a construção da barragem.....	43
5.4	Estudos e intervenções na obra antes de 2004	46
5.4.1	Estudos realizados	46
5.4.2	Estado da obra no início do século XXI.....	47
5.5	Obras de reabilitação de 2004/2006.....	50

5.6	Sistema de observação	52
5.6.1	Considerações gerais	52
5.6.2	Critério usado na medição da cota de água na albufeira	52
5.6.3	Observação de deslocamentos da estrutura	53
5.6.4	Observação do comportamento hidráulico da barragem e fundação	55
6.	Elaboração dos modelos de elementos finitos da barragem do Covão do Ferro	57
6.1	Considerações gerais	57
6.1.1	Discretização tridimensional	58
6.1.2	Algoritmo de cálculo das coordenadas dos vértices das malhas poligonais	63
6.1.3	Construção do modelo tridimensional de elementos finitos	66
6.1.4	Testes da qualidade da malha de elementos finitos	67
6.1.5	Condições de apoio	69
6.1.6	Comparação visual da malha de elementos finitos e da obra real	69
6.2	Modelos planos de elementos finitos	70
7.	Interpretação do comportamento observado da barragem do Covão do Ferro	73
7.1.1	Considerações gerais	73
7.1.2	Generalidades sobre os métodos de interpretação quantitativa	73
7.1.3	Funções consideradas na interpretação quantitativa dos deslocamentos observados	75
7.1.4	Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos observados	75
7.1.5	Caudais infiltrados pelo corpo da barragem	77
7.1.6	Características físico-químicas das águas	78
7.1.7	Perda de massa das alvenarias devido à lixiviação das argamassas	81
7.2	Estimativa das variações de temperatura anuais no corpo da barragem	81
7.3	Interpretação do comportamento estrutural da barragem	85
7.3.1	Considerações gerais	85
7.3.2	Simulação do comportamento da barragem com modelos planos	89
7.3.3	Simulação do comportamento da barragem com o modelo tridimensional	92
7.3.4	Discussão dos resultados	94
8.	Considerações finais	97
8.1	Contributo do trabalho para a engenharia de barragens	97

8.2 Perspetivas de desenvolvimentos futuros.....	98
9. Referências bibliográficas	99
Anexo I	I
Anexo II	II
Anexo III	III
Anexo IV	IV
Anexo V	V

Índice de figuras

Figura 2.1 - Vestígios da barragem Sadd-el-Kafara (Project, 2009).....	5
Figura 2.2 - Barragem Sadd-el-Kafara. Vista do muro de montante, constituído por blocos de pedra calcária (Project, 2009).....	6
Figura 2.3 - Ruínas do muro de alvenaria da barragem de Alcantarilla (Gutiérrez et al., 2006). .	7
Figura 2.4 - Perfil transversal da barragem de Alcantarilla (Gutiérrez et al., 2006).	7
Figura 2.5 - Vista dos contrafortes de montante da barragem de Proserpina (Gutiérrez et al., 2006).	7
Figura 2.6 - Perfil transversal da barragem de Proserpina (Gutiérrez et al., 2006).....	8
Figura 2.7 - Representação tridimensional da barragem de Belas em Portugal (Gutiérrez et al., 2006).	8
Figura 2.8 - Ruínas dos contrafortes da barragem romana de Belas (Firmino, 2011).....	8
Figura 2.9 - Barragem de Tibi. Vista do paramento de jusante (à esquerda) e perfil transversal (à direita) (Jansen, 1980).	9
Figura 2.10 - Barragem de Elche. Vista da margem esquerda (à esquerda) e perfil transversal (à direita) (Jansen, 1980).	10
Figura 2.11 - Ilustração da barragem Meer Allum, na Índia (English School -19th Century, 2013).	10
Figura 2.12 - Vista de jusante da barragem de Old Croton, em Nova York (Cheshire, 2015)....	11
Figura 2.13 - Barragem de Vyrnwy. Vista de jusante (à esquerda) e perfil transversal (à direita) (Jansen, 1980).	12
Figura 2.14 - Evolução dos perfis transversais das barragens de alvenaria	13
Figura 2.15 - Materiais utilizados na construção das barragens de alvenaria.	14
Figura 2.16 - Vista de jusante da barragem Dewent, em Inglaterra, com eixo retilíneo (Bamkin, 2008).	14
Figura 2.17 - Barragem em arco de Parramatta, localizada na Austrália (Keaveny, 2009).	15

Figura 2.18 - Barragem da Lagoa comprida, estrutura de planta poligonal localizada na serra da Estrela, em Portugal (EDP, 2016).	15
Figura 2.19 Conjunto de ações diretas sobre o corpo das barragens gravidade (INAG, 2001). .	16
Figura 2.20. Modos de transferência de calor em uma barragem de alvenaria (Krüger, 2001). .	18
Figura 2.21 Perfis transversais das grandes barragens portuguesas de alvenaria em exploração (E. Bretas et al., 2015).....	21
Figura 3.1 Deslocamento Δl sofrido por uma mola a que foi aplicada uma forma F.	23
Figura 3.2 – Viga encastrada sujeita a um deslocamento transversal unitário na sua extremidade.	24
Figura 3.3 Deformada de um corpo sujeito a um conjunto de forças.....	25
Figura 3.4 Representação gráfica das componentes do tensor de deformações (Pereira, 2005). 26	
Figura 3.5 – Representação esquemática de um elemento finito (e) e os deslocamentos do nó (i) segundo os 2 graus de liberdade, e um conjunto de forças aplicadas sobre o corpo.....	27
Figura 3.6 Representação gráfica da transformação das coordenadas cartesianas (x,y) de um elemento finito com 4 pontos nodais para o sistema de coordenadas naturais (ξ,η)......	28
Figura 3.7 Representação de um elemento finito retangular sem distorção na forma de um quadrado e elementos distorcidos, considerando o caso extremo de elementos que geram singularidades do operador jacobiano.	29
Figura 3.8 Elementos planos triangulares com 3 e 6 nós (GiD, 2013).....	30
Figura 3.9 Elementos planos quadrangulares com 4, 8 e 9 nós (GiD, 2013).	30
Figura 3.10 Elementos finitos do tipo cubo com 8, 20 e 27 pontos nodais (GiD, 2013).	30
Figura 4.1 Cubo elementar sujeito a variações de temperatura segundo três direções.	34
Figura 4.2 Condições de fronteira de uma placa com espessura L.	36
Figura 4.3 Representação das funções sinusoidais $T1(t)$ e $T2(t)$ ao longo dos 365 dias do ano. 37	
Figura 4.4 Temperaturas no interior de uma placa sujeita a temperaturas sinusoidais nas suas faces ao longo dos 365 dias do ano.	38
Figura 5.1 Planta de localização da barragem (LNEC,2017).....	39
Figura 5.2 Planta da bacia hidrográfica da barragem (LNEC,2017).....	40
Figura 5.3 Vista geral da barragem e da albufeira (LNEC,2017).	40
Figura 5.4 Membrana de impermeabilização do paramento de montante (LNEC,2017).....	41
Figura 5.5 Perfil transversal da barragem (LNEC,2017).	41
Figura 5.6 Planta esquemática da barragem (LNEC,2017).....	42

Figura 5.7 Geologia do local da barragem (extrato da folha nº 20B da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50.000).	43
Figura 5.8. Vista, a partir da encosta da margem esquerda, dos trabalhos de construção da barragem em 1948 (LNEC, 1959).	45
Figura 5.9 Vista, a partir da encosta da margem direita, dos trabalhos de construção da barragem em 1948 (LNEC, 1959).	45
Figura 5.10 Desligamento das argamassas de ligação das alvenarias no paramento de montante, na zona de flutuação do nível da albufeira (LNEC, 1987).	48
Figura 5.11 Fenda de orientação aproximadamente vertical junto à aresta do contraforte 3, no paramento de montante (no topo, à esquerda, e a meia altura, à direita) (LNEC, 1987).	48
Figura 5.12 Aspeto de um trecho do paramento de montante onde foram aplicados diferentes produtos no preenchimento de juntas entre blocos de alvenaria (LNEC,2017).	49
Figura 5.13 Vista geral do paramento de montante no arco 3-4, mostrando o tratamento das fendas verticais nas arestas correspondentes aos contrafortes 3 e 4 (LNEC,2017).	49
Figura 5.14 Caudais totais infiltrados pelo corpo da barragem em função da altura da água na albufeira, em épocas de observação compreendidas entre 1961 e 1990 (LNEC, 1990).	50
Figura 5.15 Zonamentos planimétrico (em cima) e em perfil (em baixo) da degradação das alvenarias do núcleo da barragem, com base nos resultados da prospeção realizada no âmbito do projeto de reabilitação de 2004 (LNEC, 2017).	51
Figura 5.16 Vista de uma fase de instalação da membrana de impermeabilização, com identificação dos diferentes elementos que a compõem (LNEC,2017).	51
Figura 5.17 Configuração da rede de triangulação geodésica para determinação dos deslocamentos horizontais do coroamento da barragem (LNEC,2017).	53
Figura 5.18 Configuração da linha de nivelamento geométrico do coroamento para determinação dos deslocamentos verticais da barragem (LNEC,2017).	54
Figura 6.1 Etapas para a elaboração das malhas de elementos finitos.	58
Figura 6.2 - Perspetiva de jusante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem, com indicação dos tipos de malhas planas auxiliares.	59
Figura.6.3 Perspetiva de montante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem, com indicação dos tipos de malhas planas auxiliares.	59
Figura 6.4 Limites e fronteiras da malha de elementos finitos em planta.	60
Figura 6.5 Limites e fronteiras da malha de elementos finitos em altura (vista de jusante).	60
Figura 6.6 Posicionamento em planta das 51 secções usadas para a construção da malha tridimensional.	60

Figura 6.7 Discretização no perfil longitudinal planificado (vista de jusante com apresentação de alturas a montante).	61
Figura 6.8 Exemplo de uma secção poligonal usada para a elaboração da malha de elementos finitos.....	61
Figura 6.9 Fiada singular de elementos finitos na transição entre camadas com diferente número de elementos finitos em altura, na barragem.	62
Figura 6.10 Representação da malha da fundação do lado da margem direita.	62
Figura 6.11 Representação da malha correspondente ao trecho da margem esquerda.....	63
Figura 6.12 Distribuição dos nós para os diferentes tipos de malhas poligonais auxiliares.....	63
Figura 6.13 Pontos definidores da geometria das secções auxiliares e dos vértices da respetiva malha.	64
Figura 6.14 – Representação esquemática da inserção das coordenadas nodais na matriz M referentes a secção planifica.	65
Figura 6.15 Direções em planta consideradas para o cálculo das coordenadas (x,y) dos vértices.	65
Figura 6.16 – Representação esquemática das projeções utilizadas para o cálculo das coordenadas (x,y,z) dos vértices.	66
Figura 6.17 Junção dos nós de duas malhas de perfis consecutivos.	66
Figura 6.18 Perspetiva de jusante da malha tridimensional de elementos finitos.	67
Figura 6.19 Perspetiva de montante da malha tridimensional de elementos finitos.....	67
Figura 6.20 Geração dos pontos nodais a meio das arestas com o software GiD	67
Figura 6.21 Comparação das vistas de montante da barragem Covão do Ferro (a) e da sua malha tridimensional de elementos finitos (b).	69
Figura 6.22 Comparação das vistas de jusante da barragem Covão do Ferro (a) e da sua malha tridimensional de elementos finitos (b).	69
Figura 6.23 Localização em planta das secções transversais representados nos modelos planos, localizadas próximas dos pontos de observação de deslocamentos.	70
Figura 6.24 Malha considerada para representar o comportamento em estado plano de deformação de um perfil transversal da barragem, com as condições de apoios correspondentes.	70
Figura 6.25 Representação das malhas de elementos finitos das três secções transversais consideradas na análise estrutural.	71
Figura 7.1 Representação esquemática dos deslocamentos de uma barragem. a) Época de referencia; b) Época i (resposta observada, $y_t = y_0 + dt$); c) Deslocamento devido a pressão	

hidrostática ($y_{th} = y_0 + d_{th}$) d) Deslocamento devido a variação de temperatura positiva ($y_{tT} = y_0 + d_{tT}$); e) Deslocamento devido a degradação da estrutura ($y_{td} = y_0 + d_{td}$)....	73
Figura 7.2 Variações do caudal infiltrado pelo corpo da barragem e do nível da água da albufeira no período de 1987 a 1993.....	77
Figura 7.3 Variações do caudal infiltrado pelo corpo da barragem e do nível da água da albufeira no período de 2006 a 2016.....	78
Figura 7.4 Variação do caudal infiltrado pelo corpo da barragem em função do nível da água na albufeira.....	78
Figura 7.5 Ondas térmicas anuais do ar e da água da albufeira.	82
Figura 7.6 Planta das secções transversais em que a barragem foi discretizada.	82
Figura 7.7 Difusibilidade térmica de diferentes materiais rochosos (Silveira, 1961).	83
Figura 7.8 Condições de fronteira correspondentes às temperaturas T_{ar} , $T_{água}$, T_m consideradas nos paramentos e no coroamento.....	83
Figura 7.9 Temperaturas calculadas no paramento de jusante no dia 205.	84
Figura 7.10 Temperaturas calculadas no paramento de montante no dia 205.....	84
Figura 7.11 Temperaturas calculadas em 3 secções da barragem no dia 205.	85
Figura 7.12 Dias do ano em que se verificam as temperaturas máximas e mínimas no ar.	86
Figura 7.13 Variações de temperatura anuais máximas calculadas para o corpo da barragem... 86	
Figura 7.14 Zonas consideradas com diferentes estados de deterioração da alvenaria.....	87
Figura 7.15 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 1987/1993.....	87
Figura 7.16 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 1987/1993.....	88
Figura 7.17 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 2006/2016.....	88
Figura 7.18 Localização em planta das secções transversais em estudo e dos pontos de observação de deslocamentos.....	89
Figura 7.19 Deformada qualitativa da Secção 1 devida às deformações impostas correspondentes à perda de massa da estrutura.	92
Figura 7.20 Módulos de elasticidade ajustados em função do tipo de modelo estrutural e do período em análise.....	94
Figura 7.21 Distribuição das temperaturas aplicadas ao corpo da barragem para simular a perda de massa	95

(página deixada deliberadamente em branco)

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Lista das grandes barragens portuguesas de alvenaria em exploração (E. Bretas et al., 2015).	20
Tabela 5.1 - Sistema de observação da barragem.	52
Tabela 5.2 Cota correspondente ao nível de pleno armazenamento nos diferentes períodos de exploração da obra (LNEC,2017).	53
Tabela 5.3 Características dos pontos objetos da rede de observação planimétrica atual.	54
Tabela 5.4 Características das marcas de nivelamento no coroamento.....	54
Tabela 6.1 Características dos diferentes tipos de malhas poligonais auxiliares	63
Tabela 7.1 Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos horizontais observados	76
Tabela 7.2 Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados...	76
Tabela 7.3 Agressividade das águas para os cimentos dos betões, argamassas e caldas de injeção, estimada a partir do índice de agressividade $i=pH-pH_s$	79
Tabela 7.4 Valores médios do total de sólidos dissolvidos nas águas (TSD, em mg/l), medidos nas campanhas realizadas em 1988, 1989 e 1993 (LNEC, 1993).	79
Tabela 7.5 Características físico-químicas médias da água da albufeira e das águas infiltradas no corpo da barragem, nas campanhas realizadas entre 2006/2013 (LNEC, 2016).....	80
Tabela 7.6 Valores estimados para a perda percentual de massa do corpo da barragem nos períodos de 1987/1993 e de 2006/2016.....	81
Tabela 7.7 Deformações impostas correspondentes à deterioração das alvenarias nos dois períodos analisados.	87
Tabela 7.8 Propriedades consideradas para os materiais da barragem.....	89
Tabela 7.9 Propriedades consideradas para o maciço rochoso de fundação.	89
Tabela 7.10 Deslocamentos calculados para a pressão hidrostática nos modelos bidimensionais.	90

Tabela 7.11 Comparação dos módulos de elasticidade ajustados nos modelos planos para os dois períodos analisados.....	90
Tabela 7.12 Deslocamentos calculados para as variações anuais máximas de temperatura nos modelos bidimensionais.	91
Tabela 7.13 Deslocamentos calculados para as deformações impostas correspondentes às perdas de massa da barragem, nos modelos bidimensionais.	91
Tabela 7.14 Deslocamentos calculados para a pressão hidrostática no modelo tridimensional..	92
Tabela 7.15 Comparação dos módulos de elasticidade ajustados no modelo tridimensional para os dois períodos analisados.	93
Tabela 7.16 Deslocamentos calculados para as variações anuais máximas de temperatura no modelo tridimensional.....	93
Tabela 7.17 Deslocamentos calculados para as deformações impostas correspondentes às perdas de massa da barragem, no modelo tridimensional.	93
Tabela 7.18 Resultados dos cálculos estruturais para as variações anuais máximas de temperatura, obtidos com o modelo tridimensional e com os modelos planos.	95

Simbologia e notações

$ J(\xi, \eta) $	Jacobiano
c_p	Calor específico
D	Operador diferencial de compatibilidade
\dot{E}_g	Energia gerada pelo corpo
\dot{E}_{in}	Energia transferida para o corpo
\dot{E}_{out}	Energia libertada pelo corpo
\dot{E}_{st}	Energia armazenada no corpo
F	Vetor das forças equivalentes
h^2	Difusibilidade térmica
i	Índice de agressividade da água
$J(\xi, \eta)$	Matriz jacobiana
k	Matriz de rigidez elementar
K	Matriz de elasticidade (Estado plano de deformação)
K_{global}	Matriz de rigidez global
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MEF	Método dos elementos finitos
NPA	Nível de pleno armazenamento
P	Período anual (365 dias)
PTV	Princípio dos trabalhos virtuais
q	Fluxo de calor
Q	Quantidade de calor
T	Temperatura
t	Tempo
TSD	Teor de sais dissolvidos
$U_{(e)}$	Vetor dos deslocamentos nodais
u^Γ	Vetor dos deslocamentos nodais restringidos
W_{ext}	Trabalhos das forças exteriores
W_{int}	Trabalho das forças interiores

Simbologia e notações

Γ_u	Condições de fronteira cinemática
Γ_σ	Condições de fronteira estática
ε	Tensor das extensões
λ	Condutibilidade térmica
λ_r	Vetor das reações de apoio
ρ	Massa volúmica
σ	Tensor das tensões
Ψ	Função de interpolação

1. Considerações iniciais

1.1 Interesse e enquadramento do tema

As barragens de alvenaria de pedra são, em regra, estruturas do tipo gravidade, sendo habitualmente estudadas com modelos estruturais planos dos perfis considerados mais desfavoráveis para avaliação do seu comportamento e da sua segurança. A maior parte destas barragens têm planta reta ou pequena curvatura voltada para jusante, mas há casos de obras, implantadas em vales mais largos, em que foi adotada, por diversas razões, uma planta poligonal.

Em Portugal as barragens de alvenaria de pedra foram construídas entre as décadas de 10 e 50 do século passado. Os blocos de pedra destas obras são geralmente ligados por argamassas, sendo normalmente aparelhados nos paramentos e desordenados no interior. As argamassas mais antigas eram de cal hidráulica, mas nas barragens mais recentes e em trabalhos de reabilitação usaram-se argamassas de cimento.

Tratando-se de obras com mais de 60 anos de idade, têm vindo a sofrer trabalhos de beneficiação e reabilitação, essencialmente para recuperar o monolitismo estrutural e a impermeabilidade que progressivamente se perdem por lixiviação das argamassas que ligam os blocos de pedra. A rigidez e a resistência destas barragens, que à partida já são menores que nas obras de betão, podem assim sofrer uma degradação considerável, afetando o seu comportamento estrutural e hidráulico.

A degradação das propriedades estruturais das barragens de alvenaria de pedra pode ser quantificada através da realização de ensaios específicos, “in situ” e laboratoriais, e através de modelação matemática, apoiada nos resultados da observação.

Apresenta-se como caso de estudo a barragem do Covão do Ferro, localizada na serra da Estrela. Tem 32,5 m de altura e planta poligonal, cerca de cem anos de idade e foi submetida a importantes obras de reabilitação em diferentes fases da sua vida. Os resultados da observação da obra servirão como elementos de referência para a validação dos modelos estruturais tridimensionais e planos desenvolvidos, com o objetivo de interpretar o comportamento observado e inferir sobre os efeitos tridimensionais na resposta estática deste tipo de estruturas.

A realização do presente trabalho foi enquadrada no projeto de investigação do LNEC “Modelação de estruturas de blocos sob ações dinâmicas”, com o acrónimo MEBAD, na vertente respeitante à avaliação das propriedades estruturais das obras.

1.2 Objetivos da dissertação

A dissertação teve como principal objetivo o estabelecimento de modelos numéricos, utilizando o método dos elementos finitos, para determinação da resposta das barragens gravidade de alvenaria de planta poligonal para as principais ações em condições de serviço, fazendo a validação das propriedades estruturais de modelos tridimensionais e planos de alguns perfis com os resultados da observação, designadamente de deslocamentos. Pretendeu-se avaliar a adequabilidade dos dois tipos de modelos no estudo do comportamento das barragens com planta poligonal, usando como caso de estudo a barragem do Covão do Ferro. Embora os resultados obtidos não possam ser generalizados para todas as obras, conseguiram-se resultados muito interessantes, dos quais podem ser inferidas conclusões sobre a melhor escolha do tipo de modelos a usar na análise e interpretação do comportamento das obras. Tal como era expetável, confirmou-se a grande importância da qualidade dos elementos da observação no estabelecimento de modelos que representem a realidade das obras.

1.3 Abordagem adotada no desenvolvimento do trabalho

Para se conseguirem os objetivos, no desenvolvimento do trabalho foi adotada uma abordagem que comportou as seguintes sete fases consecutivas:

- i. Pesquisa bibliográfica sobre a história e as características das barragens de alvenaria.
- ii. Estudo dos modelos e métodos de análise estrutural das barragens gravidade de alvenaria pelo método dos elementos finitos, para as ações estáticas em condições normais de serviço, designadamente, peso próprio dos materiais, ações da água (pressões nos paramentos e subpressões) e variações de temperatura.
- iii. Desenvolvimento de um algoritmo, usando o software de cálculo automático WxMáxima, para elaborar malhas de elementos finitos, que foi utilizado na geração das malhas da barragem do Covão do Ferro, partindo da sua definição estrutural, do levantamento topográfico da zona envolvente e da geometria da superfície de inserção da barragem na fundação.
- iv. Desenvolvimento de um algoritmo, usando o software MATLAB, para determinação simplificada das temperaturas nos pontos nodais das malhas de elementos finitos para condições de fronteiras impostas, considerando a transferência de calor por condução.
- v. Interpretação quantitativa dos resultados da observação da barragem Covão do Ferro, para obtenção dos principais efeitos devidas às diferentes ações.
- vi. Validação das propriedades estruturais dos modelos computacionais de elementos finitos através da comparação dos resultados numéricos com os valores determinados nas interpretações quantitativas dos deslocamentos observados.
- vii. Avaliação e comparação dos resultados numéricos das modelos tridimensional e bidimensionais.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação está organizada em oito capítulos. O presente capítulo, **Capítulo 1**, apresenta resumidamente a tese, nomeadamente o interesse do tema, os objetivos e as abordagens adotadas.

No **Capítulo 2** é descrita a evolução histórica da construção de barragens de alvenaria, incluindo os aspetos relacionados com os modelos de cálculo estrutural usados em diferentes épocas. São apresentadas as principais características das barragens de alvenaria em exploração, fazendo-se referência à geometria dos perfis transversais e à forma geométrica em planta. Apresenta-se também o comportamento das barragens de gravidade para os diferentes tipos de ações, bem como as combinações de ações que representam o comportamento estrutural em diferentes períodos da sua vida. No final do capítulo são apresentadas, sucintamente, as barragens de alvenaria em exploração em Portugal.

No **Capítulo 3** apresentam-se os fundamentos e a formulação do método dos elementos finitos, bem como a sua aplicabilidade à análise estrutural de barragens de alvenaria em condições de serviço.

O **Capítulo 4** descreve o algoritmo usado para resolver a equação diferencial da difusão de calor por condução (equação de Fourier) em placas, considerando a solução de Puppini, com vista à determinação, simplificada, dos campos de temperatura no corpo das barragens face às ondas térmicas anuais do ar e da água, que representam as condições de fronteira do problema.

O **Capítulo 5** é dedicado à descrição da barragem do Covão do Ferro, de alvenaria de pedra argamassada, a qual será utilizada como caso de estudo. São apresentadas as características geométricas e físicas da estrutura, como a sua altura, desenvolvimento longitudinal e materiais da estrutura e da fundação. São também descritas as características topográficas e geológicas da zona onde esta localiza a estrutura, a cronologia e os aspetos técnicos da sua construção, as obras de reabilitação feitas ao longo de sua exploração e sistema de observação.

No **Capítulo 6** descreve a metodologia utilizada para a elaboração das malhas poligonais de elementos finitos dos perfis transversais da barragem do Covão do Ferro e a sua associação para obtenção de uma malha tridimensional.

O **Capítulo 7** apresenta a interpretação do comportamento observado da barragem do Covão do Ferro, que inclui o tratamento dos resultados da observação utilizando métodos de interpretação quantitativa, o cálculo das variações de temperatura anuais no corpo da barragem e a comparação dos resultados da análise estrutural, com modelos planos e com o modelo tridimensional, com os da observação. A interpretação do comportamento observado inclui estimativas da degradação das alvenarias devido à lixiviação das argamassas.

Por fim, o **Capítulo 8** apresenta as principais conclusões, bem como algumas perspetivas para desenvolvimentos futuros sobre o estudo do comportamento estrutural de barragens de alvenaria de planta poligonal.

Em síntese, o primeiro capítulo enquadra o interesse do tema da dissertação, define os seus objetivos e a abordagem adotada para os conseguir. O segundo capítulo apresenta as características e a problemática associada ao comportamento estrutural das barragens gravidade de alvenaria. Os dois seguintes capítulos apresentam os métodos considerados para resolver o problema estrutural. Os três capítulos seguintes dizem respeito ao caso de estudo, começando-se por caracterizar a barragem do Covão do Ferro, passando-se depois à elaboração dos modelos de elementos finitos para representar o seu comportamento, que depois são usados para interpretar o seu comportamento observado, discutindo-se a adequabilidade dos diferentes

modelos para esse fim. O último capítulo respeita às considerações finais, onde se referem os desenvolvimentos significativos conseguidos com a dissertação e se apresentam alguns tópicos com interesse para desenvolvimento futuro.

2. Barragens de alvenaria

2.1 Antecedentes históricos

2.1.1 Períodos egípcio e romano

A disponibilidade hídrica de uma região varia face à quantidade de precipitação, assim a ideia de represar água para o consumo em períodos de seca surgiu nos primórdios da humanidade. Alguns historiadores classificam a necessidade de armazenar água como a principal razão para a construção das primeiras barragens.

A barragem mais antiga que há relatos históricos foi construída há 4000 A.C. na época de Ménes, faraó do Antigo Egito. Possuía 450 m de comprimento e 15 m de altura. Entre as barragens de alvenaria mais antigas, a estrutura mais alta, a barragem de Sadd-el-Kaffara, localizada no Egito, perto do Cairo, foi construída em 2600 A.C., tendo 113 m de comprimento e 14 m de altura (Figura 2.1). Era constituída por um núcleo preenchido com cerca de 60000 toneladas de terra, cascalho e outras pedras. Possuía também dois muros de pedra, um a montante e outro a jusante, que se estendiam da base até ao coroamento, ambos com 24 m de largura. A parede (Figura 2.2) em contato com a água era formada por blocos de pedra calcária (Silveira, 1962).

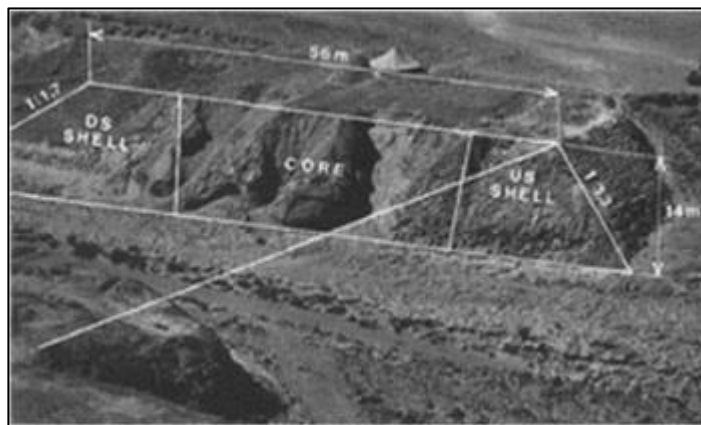


Figura 2.1 - Vestígios da barragem Sadd-el-Kafara (Project, 2009).



Figura 2.2 - Barragem Sadd-el-Kafara. Vista do muro de montante, constituído por blocos de pedra calcária (Project, 2009).

Muitos dos registos históricos sobre dimensões das barragens de alvenaria não descrevem com precisão a forma geométrica destas estruturas, consequentemente não se conhecem as regras seguidas na sua conceção. Dos poucos dados que existem deduziu-se que se adotava uma relação base-altura aproximadamente 4H/1V (Silveira, 1962). Era esta a relação do perfil transversal da grande barragem de alvenaria do reino de Sabá, na Arábia. Foi construída em 1700 A.C. e tinha 3200 m de comprimento, 40 m de altura e 160 m de espessura da base, tendo sido necessários 11 milhões de metros cúbicos de pedra para a sua construção. No continente asiático, próximo do norte da Mesopotâmia (atual Iraque), algumas das primeiras estruturas para represar água são atribuídas à época do rei assírio Senaqueribe, que governou o território entre o período de 705 A.C. e 681 A.C. Os registos antigos citam duas barragens de alvenaria construídas em Abu'Ajilah sobre rio Khosr (Jansen, 1980), onde a estrutura de maior importância tinha 240 m de comprimento e aproximadamente 3 m de altura.

Devido às grandes dimensões do seu império, que abrangia os territórios europeu, asiático e africano, os romanos são considerados os maiores construtores de barragens dos primeiros séculos D.C. As técnicas que utilizavam na construção de barragens foram herdadas dos egípcios, mas foram os pioneiros da utilização da cal hidráulica e do betão romano. Além de inovarem nos materiais utilizados na construção, os romanos também apresentaram novas tipologias estruturais na construção das barragens, sendo que as mais comuns foram as barragens gravidade com secção transversal trapezoidal, barragens de arcos e estruturas reforçadas por contrafortes.

A primeira barragem em arco que há registos históricos foi construída no século I D.C. em França, a barragem de Glanum, que tinha um raio de curvatura de 14 m, 12 m de altura e 18 m de comprimento. Destinava-se ao abastecimento de água à cidade de Glanum, localizada no sul de França. O uso da cal hidráulica e do betão romano possibilitou a construção de novas barragens com maiores dimensões, de que é exemplo a barragem de Lake Homs (Jansen, 1980), localizada na cidade de Homs, na Síria. Foi construída para irrigação, estima-se que o período de construção foi entre 284 D.C. e 305 D.C. Tinha 2 km de comprimento e 7 m de altura. A sua estrutura consistiu num núcleo composto por betão romano e as suas faces eram protegidas por blocos de basalto. A albufeira formada pela barragem tinha um armazenamento de 90 milhões de m³, sendo considerado o maior reservatório artificial construído até então.

Na Europa, particularmente na Península Ibérica, as barragens mais antigas são romanas. Supõe-se que a mais antiga, a barragem de Alcantarilla (Gutiérrez et al., 2006), foi construída no século II, estando localizada a 20 km de Toledo na Espanha. Tinha 17 m de altura e 557 m

de comprimento. A sua estrutura era constituída por dois muros de alvenaria de pedra com o interior preenchido por material de aterro. No lado de jusante era dotada de contrafortes, para suportar a pressão hidrostática (Figuras 2.3 e 2.4).



Figura 2.3 - Ruínas do muro de alvenaria da barragem de Alcantarilla (Gutiérrez et al., 2006).

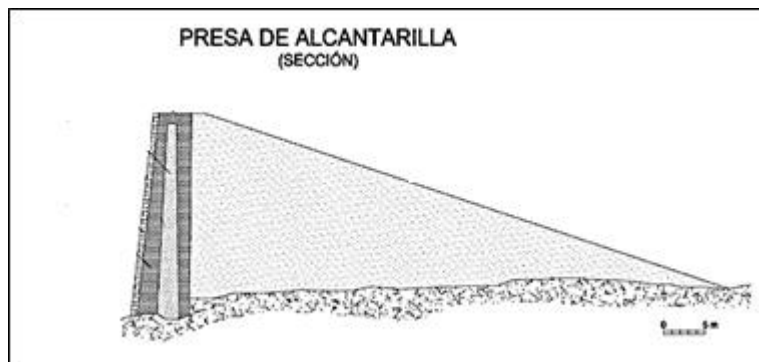


Figura 2.4 - Perfil transversal da barragem de Alcantarilla (Gutiérrez et al., 2006).

Ainda no século II, foi construída a barragem de Proserpina (Gutiérrez et al., 2006), com 22 m de altura e 426 m de comprimento, tendo características semelhantes às da barragem de Alcantarilla. A grande diferença entre elas estão na existência de nove contrafortes localizados na face de montante, destinados a dar apoio ao muro de alvenaria caso houvesse necessidade de esvaziar a albufeira (Figura 2.5 e 2.6).



Figura 2.5 - Vista dos contrafortes de montante da barragem de Proserpina (Gutiérrez et al., 2006).



Figura 2.6 - Perfil transversal da barragem de Proserpina (Gutiérrez et al., 2006).

No território português foi construída uma barragem romana, nos primeiros séculos D.C., que se localizava-se Belas, na ribeira de Carenque (Figura 2.7). A sua estrutura era composta por múltiplos contrafortes, tinha 8 m de altura e 64 m de comprimento (E. M. Bretas, Lemos, & Lourenço, 2012). Estima-se que foi construída no século III e a água retida na albufeira era encaminhada para o aqueduto romano da Amadora, responsável na época por abastecer a cidade de Lisboa. O volume de armazenamento era de 125 mil m³ e ocupava uma área alagável de 4.7 hectares. A barragem deixou de funcionar devido à construção do Aqueduto das Águas Livres, no século XVII.



Figura 2.7 - Representação tridimensional da barragem de Belas em Portugal (Gutiérrez et al., 2006).



Figura 2.8 - Ruínas dos contrafortes da barragem romana de Belas (Firmino, 2011).

2.1.2 Desenvolvimentos até ao início do século XIX

Os romanos construíram inúmeras barragens de alvenaria nos territórios do seu extenso império. A grande maioria destas estruturas está concentrada em território espanhol. Até o fim do primeiro milénio D.C. as barragens Proserpina e Alcantarilla são consideradas as grandes referências entre as estruturas deste tipo.

No oriente europeu também há registos históricos que referem a construção de barragens romanas, um dos exemplos, a barragem de Cavdarhisar (Jansen, 1980) localiza-se na Turquia, ao sul de Istambul. A estrutura tinha 7 m de altura e 80 m de comprimento, possuindo um núcleo de terra contido por duas paredes de alvenaria com 5,5 m de espessura cada.

A engenharia de barragens também tinha expressão no extremo oriente. Por exemplo, no século X, no sul da Índia, foi construída a barragem de terra de Moti-Talab (Jansen, 1980), com 24 m de altura e 157 m de comprimento.

Nos séculos seguintes, em que dominaram novos impérios, mantiveram-se as tipologias estruturais e os métodos construtivos utilizados nas barragens, sendo seguidos, quase sempre, as regras desenvolvidas pelos romanos.

A evolução das técnicas e a experiência construtiva adquirida ao longo dos anos permitiu o surgimento, na idade média, de uma nova tipologia de barragens, representada por duas importantes estruturas construídas em Espanha, as barragens de Tibi e Elche, que ainda estão em funcionamento atualmente. A barragem de Tibi (Jansen, 1980) (Figura 2.9), construída no final do século XIV, tem 42 m de altura e 65 m de comprimento, sendo composta por entulho de alvenaria no interior e por grandes blocos de pedra nos paramentos, variando a espessura entre 20 m no coroamento até 34 m na base. A barragem de Elche (Jansen, 1980) localiza-se na província de Alicante, no rio Vinalapó (Figura 2.10), tem 23 m de altura e 95 m de comprimento e a sua construção foi realizada entre meados do século XVI e o fim do século XVII.

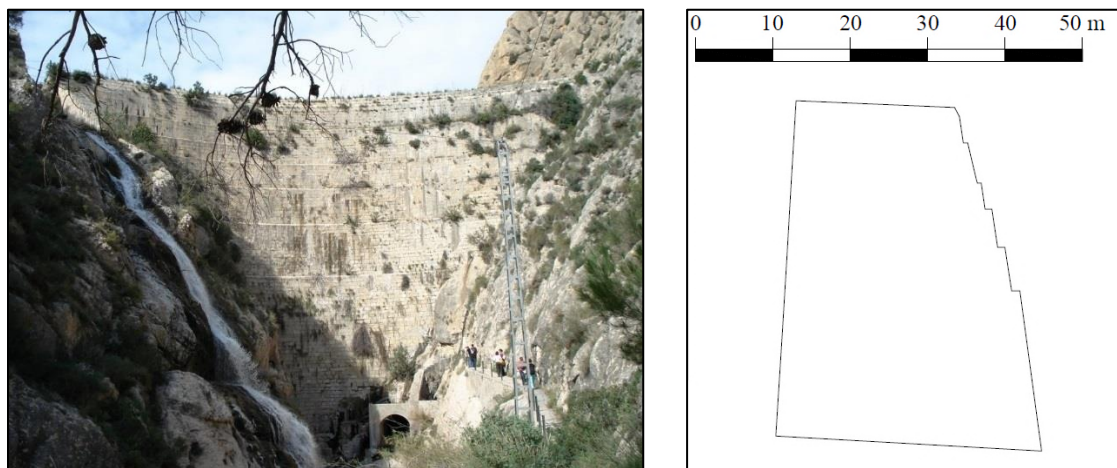


Figura 2.9 - Barragem de Tibi. Vista do paramento de jusante (à esquerda) e perfil transversal (à direita) (Jansen, 1980).

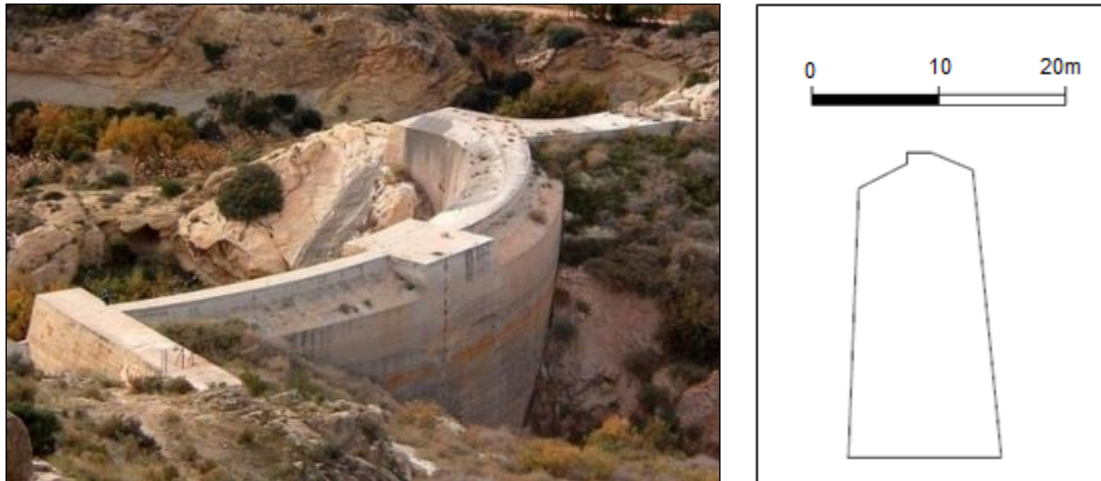


Figura 2.10 - Barragem de Elche. Vista da margem esquerda (à esquerda) e perfil transversal (à direita) (Jansen, 1980).

Nos séculos XVIII e XIX a necessidade de represar água cresceu exponencialmente, devido ao crescimento populacional e ao aumento da atividade económica, designadamente a produção de energia mecânica, a pesca, a irrigação agrícola e o abastecimento de água às cidades. Por este motivo foi incrementada a construção de barragens, principalmente na Europa. A tipologia estrutural predominante neste período baseava-se em secções trapezoidais, mas com tendência para a redução das dimensões dos perfis transversais (E. M. Bretas et al., 2012).

No início do século XIX foi construída a primeira barragem de alvenaria de múltiplos arcos, a barragem de Mer Allum (Jansen, 1980) (Figura 2.11), localizada na Índia. A estrutura, com 12 m de altura, era composta por 21 arcos apoiados em contrafortes, sendo o raio de curvatura médio dos arcos de 45 m e a extensão total da obra de cerca de 762 m.

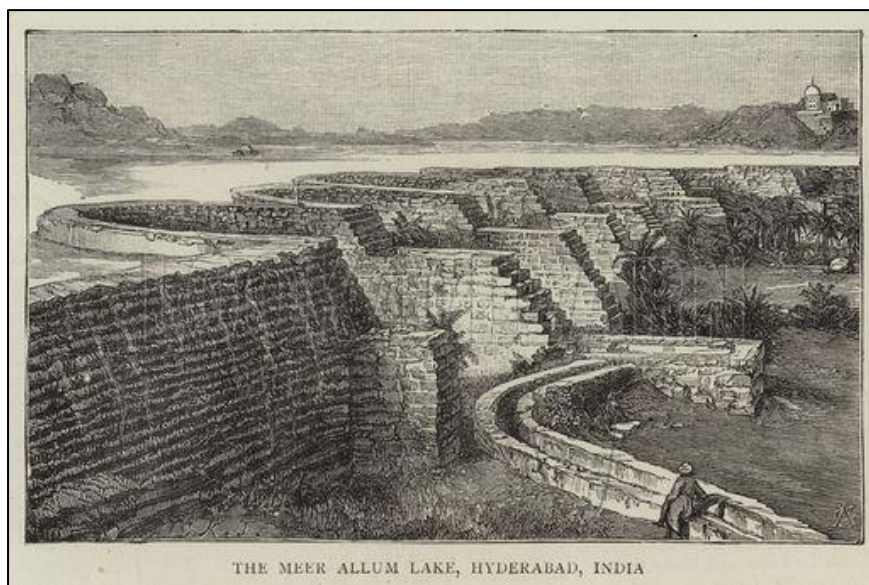


Figura 2.11 - Ilustração da barragem Meer Allum, na Índia (English School -19th Century, 2013).

No final do século XVIII começaram a surgir soluções construtivas de barragens dimensionadas considerando o momento de derrubamento relativamente ao pé da jusante. No mesmo período, no continente americano, os Estados Unidos tornaram-se a grande referência na construção de barragens. Até ao início do século XIX foram construídas inúmeras barragens de terra para

irrigação, principalmente na zona oeste do país, mas muitas destas barragens apresentaram um enorme número de falhas. Com a descoberta de ouro na Califórnia, a mineração também foi responsável pelo impulso de construção de barragens nos EUA. As estruturas de alvenaria construídas eram geralmente compostas por um núcleo de enrocamento confinado por paredes constituídas com blocos pedras e troncos de madeira. Os métodos de construção das primeiras barragens nos EUA são considerados como pouco evoluídos, mas isso pode dever-se ao facto de os engenheiros americanos fazerem o uso dos materiais disponíveis localmente (Jansen, 1980).

2.1.3 Desenvolvimentos após o início do século XIX

Durante o século XIX a construção de barragens teve avanços significativos, já que houve um desenvolvimento notável em relação às formas das estruturas, associado ao uso de métodos de dimensionamento baseados em princípios estáticos (derrubamento e deslizamento) e critérios de segurança. Na segunda metade do século XIX, com a evolução da engenharia de barragens nos EUA, os engenheiros norte-americanos construíram algumas barragens que se destacaram em relação às estruturas construídas no resto do mundo. O melhor exemplo desta evolução é a barragem gravidade de Old Croton (Silveira, 1962) (Figura 2.12), construída no rio Croton e concluída em 1842, tendo 17 m de altura e 200 m de comprimento, destinando-se a sua albufeira ao abastecimento de água à cidade de Nova York.



Figura 2.12 - Vista de jusante da barragem de Old Croton, em Nova York (Cheshire, 2015).

Os desenvolvimentos teóricos para o dimensionamento de barragens ganharam destaque em 1853, quando o engenheiro francês M. Sazilly publicou um estudo onde se indicava que para estabelecer as dimensões adequadas de uma barragem não deveriam apenas ser considerados princípios estáticos de estabilidade global, mas também era necessário calcular as tensões a que a estrutura estará sujeita, devendo essas tensões ser limitadas por valores pré-definidos. A primeira obra a ser projetada segundo os princípios propostos por Sazilly foi a barragem de Furens, em França, que foi construída para suprir as necessidades de água decorrentes da construção de novas infraestruturas no período da revolução industrial. Em Inglaterra, 25 anos após o estudo de Sazilly, o engenheiro Rankine definiu as tensões limite para as faces de montante e de jusante das barragens. Os estudos de Sazilly e Rankine são considerados pioneiros na análise estrutural de barragens (E. M. Bretas et al., 2012).

Demonstrou-se, posteriormente, que as hipóteses feitas nos estudos de Sazilly e Rankine eram apenas válidas em algumas condições, e que se devia ter em conta a possibilidade de a água penetrar em fendas, gerando pressões no interior do corpo da barragem, para além das pressões

exercidas pela água percolada no contacto da base da barragem com o maciço de fundação (subpressões). A ação das subpressões foi considerada no dimensionamento da barragem Vyrnwy (Figura 2.13), em Inglaterra, projetada em 1880, com 46 m de altura, 37 m de espessura da base e 355 m de comprimento. Foi também nesta barragem que, pela primeira vez, foi feita a drenagem da fundação e construída uma galeria de inspeção.

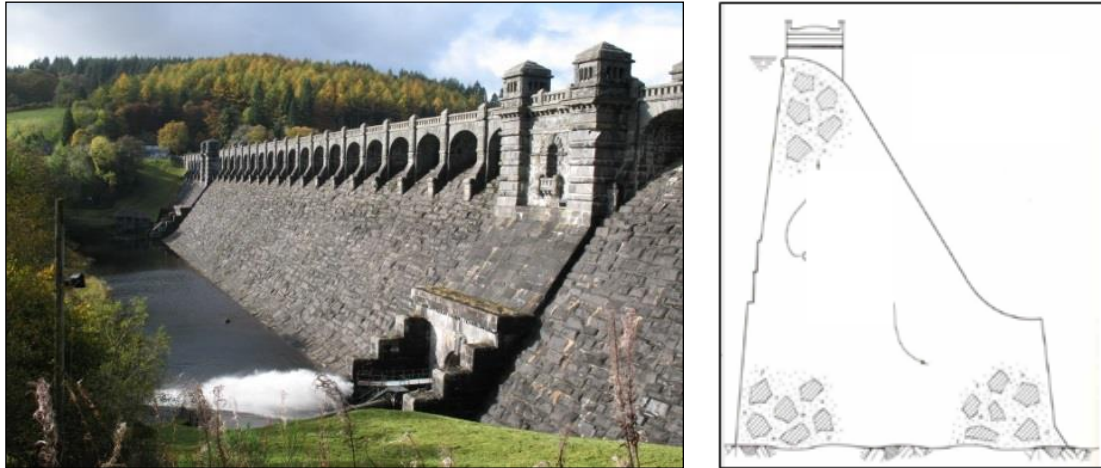


Figura 2.13 - Barragem de Vyrnwy. Vista de jusante (à esquerda) e perfil transversal (à direita)
(Jansen, 1980).

A experiência de projeto e construção, bem como os estudos sobre o comportamento de barragens de alvenaria, tinham resultados cada vez mais satisfatórios, tornando as novas barragens mais seguras e de construção mais económica. Os estudos reconheceram as vantagens dos perfis triangulares para as barragens gravidade, a necessidade de construir as estruturas por blocos, devido aos efeitos das variações de temperatura e a necessidade de construir uma cortina de impermeabilização a montante para dificultar a passagem de água pelo corpo da barragem.

Entretanto, após a rotura da barragem de Bouzey em 1895, em França, que causou grandes perdas de vidas e bens, surgiu a necessidade de rever os conceitos teóricos relacionados com o dimensionamento de barragens. Foi então estabelecido um novo conceito de segurança, definido no artigo intitulado " *Quelques considérations sur la construction de grands barrages*", de M. Lévy, que estipulava que a tensão em cada ponto da face de montante deve ser igual ou superior que a pressão da água neste mesmo ponto. Muitas das barragens construídas posteriormente à publicação do artigo passaram a considerar o critério de segurança de M. Lévy (Silveira, 1962). No século XX procurou-se melhorar o projeto e a construção das barragens de alvenaria, quer utilizando métodos experimentais de dimensionamento, quer métodos de cálculo em que se considerava o funcionamento tridimensional das estruturas. Porém, é no início do século XX que surgem as barragens de betão, tendo as barragens de alvenaria perdido progressivamente a competitividade, por um lado devido aos maiores custos de construção associados, mas também devido à maior resistência do material betão.

Atualmente são construídas novas barragens de alvenaria em países em vias de desenvolvimento. Contudo, nos países desenvolvidos existe um parque considerável de barragens de alvenaria, a maioria delas com mais de 60 anos, que importa preservar e exploração, pelo que tem todo o interesse a realização de estudos com vista a garantir a durabilidades destas importantes infraestruturas.

2.2 Características gerais das barragens gravidade de alvenaria

2.2.1 Considerações gerais

O projeto, as formas e a construção de barragens gravidade de alvenaria são dependentes dos condicionamentos topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos e ambientais. São calculadas para resistir, pelo seu peso próprio, às forças exercidas pela água, sendo assim aproximadamente triangular a secção transversal típica de uma barragem gravidade. Geralmente o traçado em planta é reto ou com uma ligeira curvatura com concavidade voltada para jusante (Batista & Farinha, 2014). Contudo, como tem vindo a ser referido, há estruturas com planta poligonal, devidos a variados condicionamentos de projeto e construção.

2.2.2 Perfis transversais

Inicialmente a secção das barragens gravidade de alvenaria eram generosas e robustas, ou seja, as larguras do coroamento e da base tinham dimensões maiores que a sua altura (Figura 2.14a). Com a evolução da engenharia de barragens, as formas dos perfis transversais passaram a ser aproximadamente triangulares, onde a definição dos paramentos destes perfis é linear ou tem uma ligeira curvatura no seu desenvolvimento em altura. Outra característica dos perfis transversais, é que a largura da base é da ordem de grandeza da altura (Figura 2.14b e 2.14c).

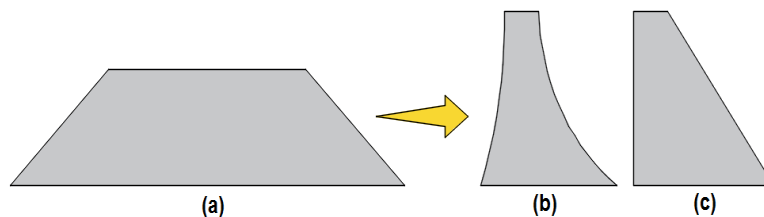


Figura 2.14 - Evolução dos perfis transversais das barragens de alvenaria

As secções transversais triangulares têm, em regra, valores constantes dos jorramentos dos paramentos de montante e de jusante, ao longo do desenvolvimento da obra.

2.2.3 Materiais e técnicas construtivas

O tipo de material rochoso utilizado na construção das barragens de alvenaria é variável, dependendo da localização da obra e da matéria prima com maior proximidade. Em geral, na construção das barragens de alvenaria da última geração os paramentos e o coroamento são executados com alvenaria aparelhada enquanto no interior é preenchido com alvenaria a granel. A utilização da alvenaria aparelhada (Figura 2.15) permite a execução de superfícies uniformes e bem acabadas, aumentando a sua resistência. A alvenaria a granel do interior é formada por blocos de grandes dimensões colocados de forma a minimizar os volumes de vazios. A argamassa de ligação da alvenaria é de cimento, mas nas barragens mais antigas foi utilizada argamassa de cal para ligar os blocos de pedra (Charles & Brogie, 1916).

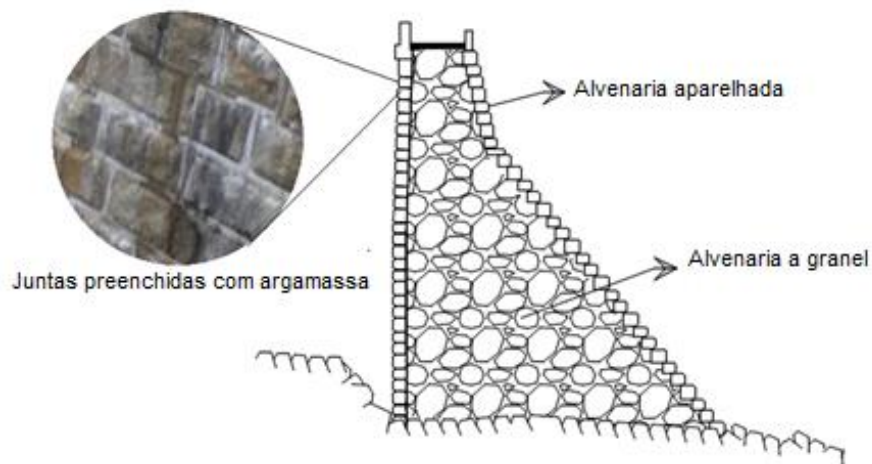


Figura 2.15 - Materiais utilizados na construção das barragens de alvenaria.

2.2.4 Geometria em planta

As barragens gravidade de alvenaria podem ser classificadas conforme a sua geometria em planta.

As barragens com planta reta (Figura 2.16) são as mais comuns, sendo as mais adequadas para os vales largos, já que o vencem com o menor desenvolvimento possível.



Figura 2.16 - Vista de jusante da barragem Dewent, em Inglaterra, com eixo retilíneo (Bamkin, 2008).

As barragens gravidade de alvenaria também podem ter curvatura em planta (Figura 2.17), sendo a concavidade voltada para jusante, para melhorar o seu desempenho estrutural. As barragens com planta em arco são geralmente adequadas em vales estreitos.



Figura 2.17 - Barragem em arco de Parramatta, localizada na Austrália (Keaveny, 2009).

As barragens gravidade de alvenaria com planta poligonal (Figura 2.18) são menos comuns, sendo em geral constituídas por um conjunto de arcos com concavidade voltada para jusante, apoiados em contrafortes, sendo a concavidade global da estrutura voltada para montante.



Figura 2.18 - Barragem da Lagoa comprida, estrutura de planta poligonal localizada na serra da Estrela, em Portugal (EDP, 2016).

2.3 Ações em condições de serviço

2.3.1 Considerações gerais

As barragens gravidade de alvenaria estão submetidas a tensões internas de reduzido valor, sendo a segurança condicionada pela estabilidade global da estrutura como um corpo rígido (deslizamento e derrubamento) e pelas tensões transmitidas à fundação. As ações nas barragens de alvenaria podem ser agrupadas em ações estáticas e dinâmicas (Figura 2.19), ou em diretas representadas por pressões ou forças e em ações indiretas traduzidas pela imposição de deslocamentos ou deformações e variações de temperatura.

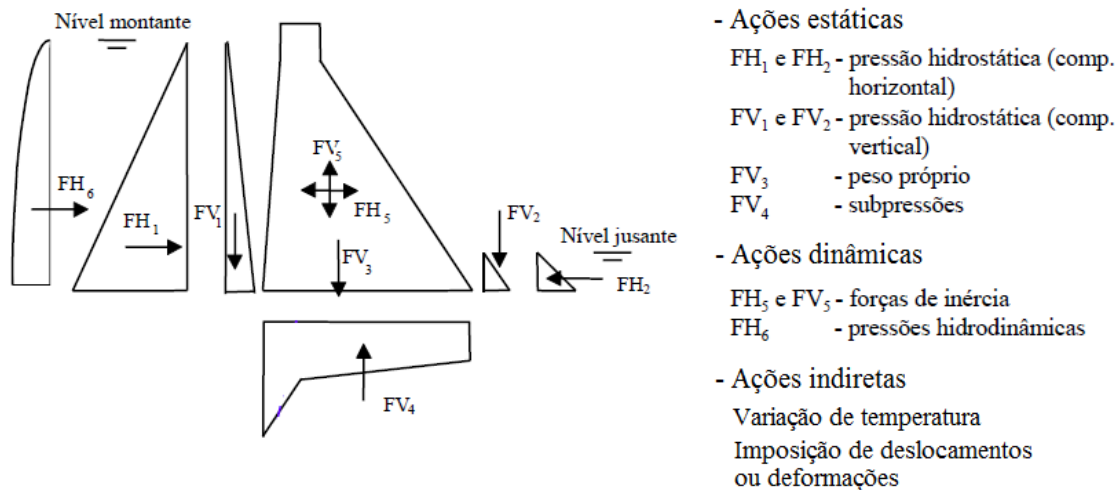


Figura 2.19 Conjunto de ações diretas sobre o corpo das barragens gravidade (INAG, 2001).

A vida útil de uma barragem pode ser dividida nas três seguintes fases:

- i. Construção da estrutura
- ii. Primeiro enchimento da albufera
- iii. Período de exploração

No período de construção as ações mais importantes resultam da escavação dos maciços rochosos e da colocação dos materiais. As principais ações a considerar são: peso próprio, variações de temperatura do ar e movimentos da fundação durante a construção. Deve referir-se que nas barragens de alvenaria as tensões geradas por fenómenos térmicos relacionados com o calor de hidratação dos cimentos não têm influência no comportamento da estrutura, pois as camadas de argamassa têm, em regra, pequena espessura, sendo os calores gerados rapidamente dissipados na construção faseada das obras.

Durante o primeiro enchimento da albufera e no período de exploração, as ações sobre as barragens são devidas à água (pressões nos paramentos e subpressões), às variações de temperaturas no ar e na água, às ações dinâmicas de origens diversas, aos movimentos da fundação e às variações de volume sofridas pelo corpo da estrutura relacionadas com a perda de massa devida à degradação progressiva das argamassas de ligação.

As ações atuam sobre a estrutura em conjunto, havendo que considerar as situações correspondentes a combinações plausíveis para cada fase de vida útil da obra. Estas combinações agrupam de forma criteriosa as ações referidas atrás com o intuito de representar as situações relativas à construção, aos enchimentos/esvaziamentos da albufera e às condições normais de exploração.

Como já referido, o objetivo desta dissertação prende-se com a interpretação do comportamento observado de barragens de alvenaria ao longo do período de exploração. Assim, as ações consideradas na análise estática são:

- i. Peso próprio dos materiais (apenas para avaliação do estado de tensão)
- ii. Pressão hidrostática sobre os paramentos
- iii. Variações térmicas no ar e na água
- iv. Deterioração do corpo da barragem

A não consideração da subpressão deve-se ao facto de as barragens possuírem drenagem da fundação, permitindo um grande alívio das pressões geradas na interface de apoio, pressões essas que apresentam, também, uma variação reduzida ao longo do tempo.

2.3.2 Ação gravítica

A ação gravítica depende do peso específico do material. Corresponde a forças mássicas verticais no volume da estrutura. A intensidade desta força varia com as características da alvenaria, mas para o cálculo estrutural é usual considerar um peso específico médio para calcular esta ação.

As tensões nas barragens gravidade devidas ao peso próprio são poucos condicionadas pelo processo construtivo, portanto a distribuição de tensões no corpo da estrutura pode ser calculada considerando esta ação como instantânea, aplicada na estrutura com sua geometria final (Batista & Farinha, 2014).

2.3.3 Pressão hidrostática

As barragens de alvenaria são estruturas permeáveis, mas a sua permeabilidade é relativamente baixa, pelo que é habitual considerar o corpo da barragem como um meio impermeável no cálculo estrutural. Assim, a ação da água sobre a barragem reduz-se à pressão hidrostática sobre os paramentos. A pressão exercida pela água no paramento de montante deve ser definida para o nível efetivo da albufeira, havendo dois níveis característicos nas barragens, o nível de pleno armazenamento (NPA) da albufeira e o nível máximo de cheia (NMC).

A pressão hidrostática varia linearmente com a profundidade, traduzindo-se assim num diagrama triangular de pressões (Figura 2.19). O impulso (FH_1) exercido pela água sobre um paramento vertical é dado por,

$$FH_1 = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (2.1)$$

sendo $\gamma_w = 10 \text{ kNm}^{-3}$ o peso específico da água e h a altura da coluna de água que exerce pressão sobre o paramento.

2.3.4 Ações térmicas

A variação de temperatura nas barragens pode ser considerada uma das ações mais relevantes devido às suas características de permanência e de repetição. O estado térmico da estrutura de uma barragem é influenciado por diferentes fatores climáticos (Figura 2.20) e pelas propriedades dos materiais. Os fatores climáticos permitem definir as condições de fronteira em termos da ação térmica, as propriedades dos materiais da barragem que interessa considerar são as características térmicas e termomecânicas. As temperaturas das superfícies em contacto com a atmosfera podem ser obtidas a partir das temperaturas diárias e anuais do ar e podem ser representadas por funções periódicas no tempo, denominadas por ondas térmicas diária e anual, respetivamente.

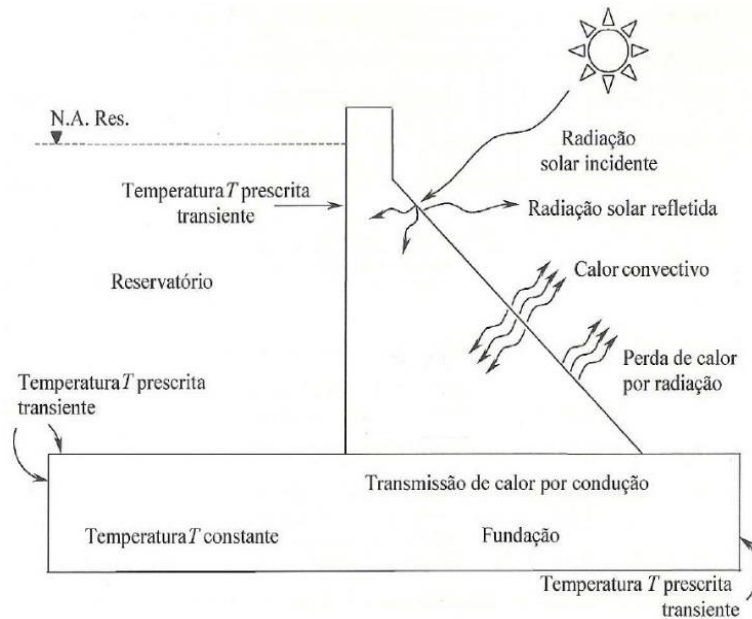


Figura 2.20. Modos de transferência de calor em uma barragem de alvenaria (Krüger, 2001).

A onda térmica anual é influenciada pela temperatura média diária do ar, mas a onda térmica diária é afetada pelas temperaturas instantâneas ao longo do dia, onde os fenómenos climáticos como a radiação solar e convecção tem influência direta nos valores destas temperaturas. O efeito da onda térmica diária afeta apenas a zona superficial das barragens, com cerca de 0,5 m a 0,8 m de profundidade junto aos paramentos expostos ao ar. Nas barragens de betão a variação de temperatura diária é responsável por causar a fissuração das zonas superficiais, pois o betão é um material de rigidez elevada e as tensões devidas às deformações impostas pela variação térmica podem ser maiores que a resistência à tração do betão, causando assim a fissuração. Como já foi referido, as zonas superficiais das estruturas de alvenaria são compostas por blocos de pedra aparelhada e as juntas são preenchidas com argamassa (Figura 2.15), isto permite a “livre” deformação do material, logo a variação de temperatura diária não causa danos nas barragens de alvenaria.

O comportamento térmico das barragens ao longo do tempo é essencialmente influenciado pelas ondas térmicas anuais do ar e da água. A maior extensão dos paramentos está exposta ao ar, mas a temperatura da água da albufeira também afeta o estado térmico da barragem, pois grande parte do paramento de montante está em contacto com a água.

A temperatura da fundação é pouco variável ao longo do tempo, pelo que não influencia o comportamento térmico das barragens, não sendo em geral considerada nos estudos (Batista & Farinha, 2014).

2.3.5 Deterioração das barragens de alvenaria devida à lixiviação das argamassas

Nas barragens de alvenaria o cenário de deterioração mais relevante está relacionado com a percolação de água pelo corpo das obras, através de juntas abertas, fendas e vazios. Muitas das fendas são de origem térmica, pois as barragens de alvenaria mais antigas não possuem juntas de contração. A passagem da água provoca a lixiviação das argamassas de ligação das alvenarias, através da dissolução e transporte da cal hidratada, cuja intensidade é potencializada pelo efeito da erosão. Este fenómeno reduz as propriedades estruturais da alvenaria (rigidez e

resistência), designadamente o módulo de elasticidade, a coesão e as resistências últimas à tração e à compressão (E. Bretas, Batista, & Lemos, 2015).

2.4 Barragens de alvenaria portuguesas

Em Portugal existem 11 grandes barragens de alvenaria de pedra em exploração (Tabela 2.1 e Figura 2.21). São barragens com altura superior a 15 m, com idade média bastante elevada, cerca de 70 anos, construídas, a maior parte delas, com alvenaria de granito. Na Tabela 2.1 a informação relativa ao ano de construção é apenas indicativa, pois na maioria dos casos a construção foi faseada ao longo de muitos anos, passando por diversos alteamentos até se atingirem a altura e geometria atuais.

As barragens de Andorinhas (Figura 2.21a) e Guilhofrei (Figura 2.21e) localizam-se, respetivamente, nos concelhos da Póvoa do Lanhoso e de Vieira do Minho, ambas no distrito de Braga. Estas duas barragens são provavelmente as que apresentam menores danos por envelhecimento e melhores condições estruturais.

As barragens do Covão do Ferro (Figura 2.21c), no concelho da Covilhã, da Lagoa Comprida (Figura 2.21f), no concelho de Seia, e do Vale do Rossim (Figura 2.21k), no concelho de Gouveia, localizam-se na serra da Estrela, fechando covões de origem glacial. A barragem do Covão do Ferro passou por duas grandes obras de reabilitação, sendo a última constituída, entre outras componentes, pela instalação de uma geomembrana de PVC no paramento de montante, cujos detalhes serão apresentados mais adiante. As duas últimas barragens citadas, as barragens da Lagoa Comprida e do Vale do Rossim, foram reabilitadas com recurso à construção de uma parede de betão armado ligada ao paramento de montante.

A barragem de Freigil (Figura 2.21d), no concelho de Cinfães, sofreu uma intervenção caracterizada pela aplicação de resinas epóxi nas juntas dos blocos de alvenaria do paramento de montante.

A barragem de Penide (Figura 2.21h), no rio Cávado, no concelho de Barcelos, destaca-se das restantes por ser de betão com revestimento quase total de alvenaria e também por ser uma barragem descarregadora, cujas comportas têm praticamente a altura da barragem.

As barragens do Poio (Figura 2.21i) e Póvoa (Figura 2.21j), respetivamente nos concelhos de Nisa e de Castelo de Vide, no distrito de Portalegre, aguardam o início das obras de reabilitação, que compreendem, entre outros aspetos, a injeção de calda de cimento para consolidação dos seus corpos (E. Bretas et al., 2015).

Tabela 2.1 Lista das grandes barragens portuguesas de alvenaria em exploração (E. Bretas et al., 2015).

Nome	Altura (m)	Ano que se atingiu a cota atual	Obras de reabilitação
Andorinhas	25	1945	Obras de beneficiação (limpeza e aplicação de argamassas nas juntas dos paramentos) regulares
Burgães	30	1940	Não têm sido realizadas obras de beneficiação ou de reabilitação
Covão do Ferro	32,5	1956	Obras de reabilitação realizadas em 1965 e 2006.
Freigil	17	1955	Impermeabilização do paramento montante com resinas do tipo epóxi (1987).
Guilhofrei	49	1938	Obras de beneficiação (limpeza e aplicação de argamassas nas juntas dos paramentos) regulares
Lagoa Comprida	29	1966	Construção de uma cortina de betão no paramento de montante com juntas de contração, injeção de calda de cimento (barragem e fundação) e reabilitação do sistema de drenagem (1965).
Penedo Redondo	21	1935	Não têm sido realizadas obras de beneficiação ou de reabilitação
Penide	18	1951	Obras de beneficiação (limpeza e aplicação de argamassas nas juntas dos paramentos) regulares
Poio	18	1932	-
Póvoa	32	1928	Obras de beneficiação previstas a curto prazo
Vale do Rossim	27	1956	Construção de uma cortina de betão no paramento de montante com juntas de contração, injeção de calda de cimento (barragem e fundação) e reabilitação do sistema de drenagem.

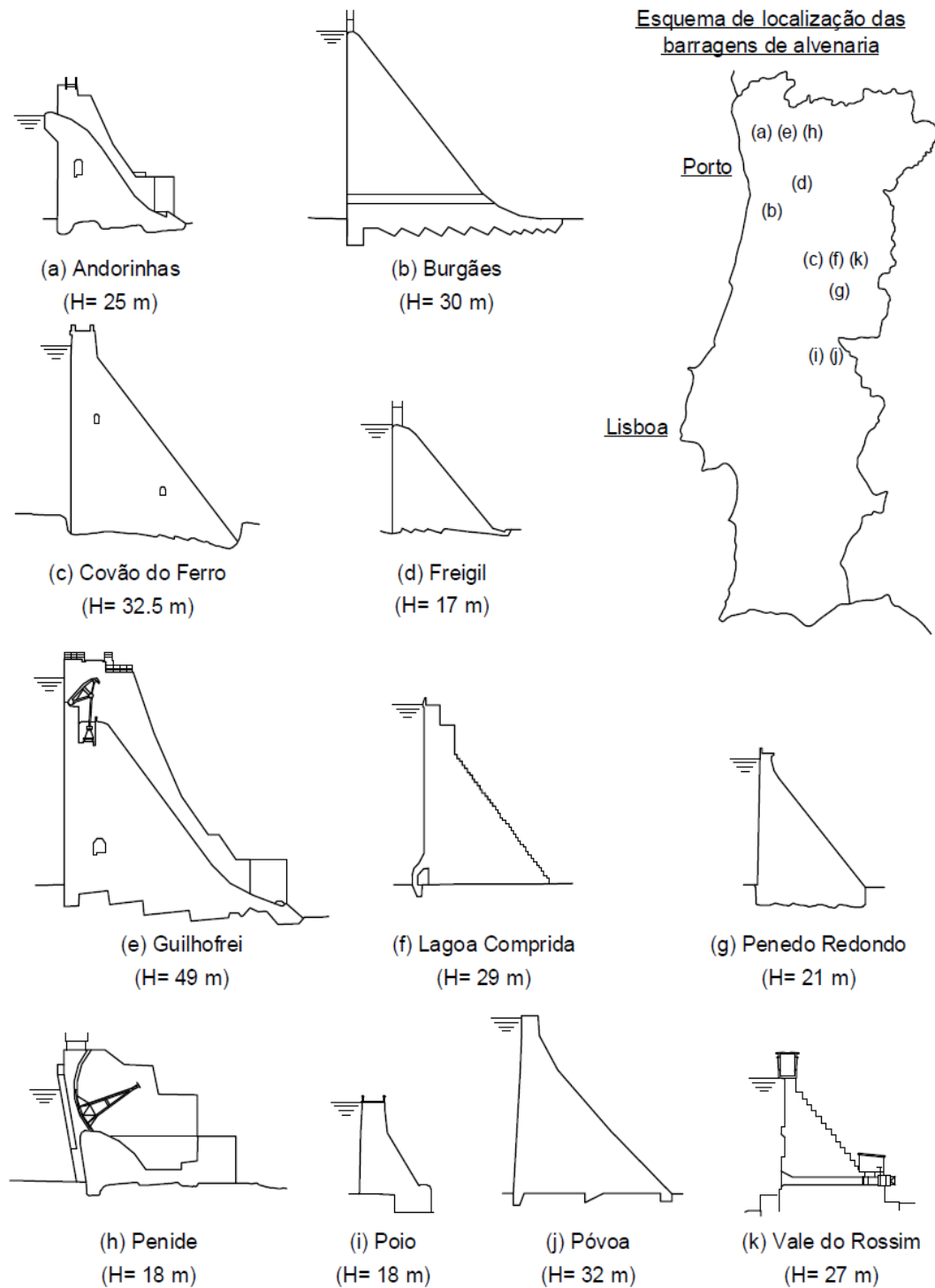


Figura 2.21 Perfis transversais das grandes barragens portuguesas de alvenaria em exploração (E. Bretas et al., 2015).

(página deixada deliberadamente em branco)

3. Método dos elementos finitos para análise estrutural das barragens de alvenaria em condições de serviço

3.1 Considerações gerais

O presente capítulo aborda, de maneira sintética, os fundamentos do método dos elementos finitos (MEF) e a sua aplicação a problemas estruturais.

Apresenta-se a formulação geral do MEF e a generalização da sua aplicação em diferentes modelos numéricos, que se enquadram no estudo do comportamento estrutural de barragens, considerando diferentes tipos de elementos finitos, designadamente bidimensionais triangulares ou quadrangulares e tridimensionais hexaédricos.

3.2 Fundamentos do método dos elementos finitos (MEF)

3.2.1 Conceito de rigidez de um material

O MEF é um método aproximado de análise de sistemas contínuos. Consiste na divisão de um corpo contínuo num número finito de partes, denominados elementos, que estão ligados entre si por pontos nodais, por vezes designados apenas por nós.

O MEF tem como ponto de partida a relação entre as forças exteriores aplicadas a uma estrutura e os deslocamentos devidos a essa solicitação. Esta relação está ligada diretamente à elasticidade dos corpos, que pode ser expressa pela equação 3.1, obtida a partir da lei de Hooke para corpos com comportamento elástico linear,

$$F = K \cdot \Delta l \quad (3.1)$$

onde F é a força aplicada, K é a rigidez e Δl é o deslocamento.

A rigidez de um corpo elástico pode ser descrita pelo comportamento de uma mola sujeita a uma força aplicada, sendo a rigidez $K = F/\Delta l$ designada por constante elástica da mola (Figura 3.1).

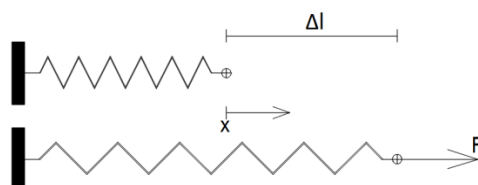


Figura 3.1 Deslocamento Δl sofrido por uma mola a que foi aplicada uma forma F .

Na mola apenas está presente o conceito de rigidez axial, pois só há transferência de forças axiais. No caso de uma viga, por exemplo, é necessário considerar, simultaneamente, as componentes de rigidez axial, corte, flexão e torção.

Em corpos com comportamento elástico linear, as relações que contabilizam as diferentes componentes de rigidez são também lineares. A equação 3.1 pode ser generalizada, para os espaços bidimensional e tridimensional, através de relações matriciais, em que as forças e os deslocamentos são vetores e a rigidez tem uma representação matricial, habitualmente designada por matriz de rigidez. A representação matemática da relação completa entre a totalidade das forças aplicadas nos pontos nodais e os deslocamentos correspondentes é feito por meio de um sistema de equações algébricas (equação 3.2).

$$\{F\} = [K]\{u\} \quad (3.2)$$

$\{F\}$ Vetor das forças nos nós da estrutura.

$[K]$ Matriz quadrada que os coeficientes de rigidez da estrutura.

$\{u\}$ Vetor dos deslocamentos nodais.

3.2.2 Funções de interpolação

Em diversas aplicações da engenharia, existem situações em que se conhecem os valores de uma função $\Psi(x)$ para um dado conjunto de valores discretos de variável x . Porém, não é conhecida a expressão analítica que permite calcular o valor da função para um valor arbitrário x . A interpolação consiste em definir uma função que a partir dos valores nos pontos conhecidos permite calcular o valor da grandeza em qualquer ponto.

A Figura 3.2 ilustra o conceito de função de interpolação, considerando um exemplo simples de uma consola fletida de comprimento L solicitada na extremidade por uma força F , onde o ponto de aplicação da força sofreu um deslocamento unitário (Figura 3.2).

Considera-se uma função Ψ para representar os deslocamentos transversais de uma viga sujeita a um deslocamento transversal unitário na sua extremidade garantindo as condições de fronteira, designadamente a rotação e o deslocamento vertical da extremidade encastrada que são nulos.

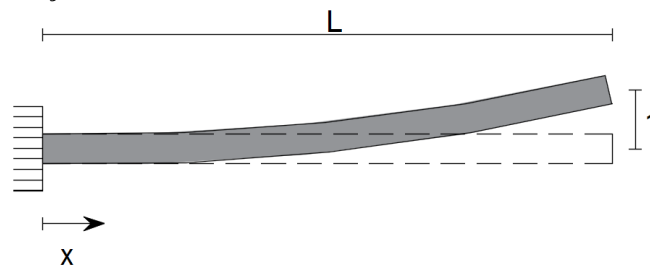


Figura 3.2 – Viga encastrada sujeita a um deslocamento transversal unitário na sua extremidade.

Sendo $\Psi(x)$ os deslocamentos transversais e $\Psi'(x)$ as respetivas rotações ao longo do eixo x as condições de fronteiras a serem verificadas são

$$\Psi(0) = 0 \quad (3.3)$$

$$\Psi(L) = 1 \quad (3.4)$$

$$\Psi'(0) = 0 \quad (3.5)$$

A função de interpolação associada ao sistema pode ser escrita na forma

$$\Psi(x) = ax^2 + bx + c \quad (3.6)$$

e sua respetiva derivada sob a forma de

$$\Psi'(x) = 2ax + b \quad (3.7)$$

Substituindo as condições de fronteiras 3.3, 3.4 e 3.5 nas funções 3.6 e 3.7, obtém-se os valores dos coeficientes que constituem a função $\Psi(x)$,

$$a = L^2, b = 0 \text{ e } c = 0$$

A função de interpolação que se adapta as condições de fronteira pode ser escrita,

$$\Psi(x) = \frac{x^2}{L^2} \quad (3.8)$$

Considerando elementos finitos isoparamétricos, as funções de interpolação dos deslocamentos são idênticas às usadas para a geometria. Assim, as funções de interpolação da geometria dependerão das coordenadas dos pontos nodais da malha de cálculo e as funções de interpolação dos deslocamentos dependerão dos deslocamentos nodais, mas são dadas por expressões do mesmo tipo.

3.2.3 Princípio dos trabalhos virtuais (PTV) na formulação do MEF

Na formulação do MEF pode ser considerado o princípio dos trabalhos virtuais (PTV). Numa estrutura em equilíbrio, o trabalho de todas as forças exteriores W_{ext} é igual ao trabalho das forças interiores W_{int} para todo o campo de deslocamento virtual \bar{u} .

$$W_{int} = W_{ext} \quad (3.9)$$

Considerando um corpo sujeito ao conjunto de forças f^b (forças de massa), $f^{\Gamma\sigma}$ (cargas distribuídas aplicadas), F (forças concentradas), como representado na Figura 3.3, a equação de equilíbrio do corpo sujeito a um campo de deslocamento virtual \bar{u} é escrita sob a forma,

$$\int_{\Omega} \bar{\epsilon} \sigma d\Omega = \int_{\Omega} \bar{u} f^b d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} \bar{u} f^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma} + \sum_i \bar{u}_i F_i \quad (3.10)$$

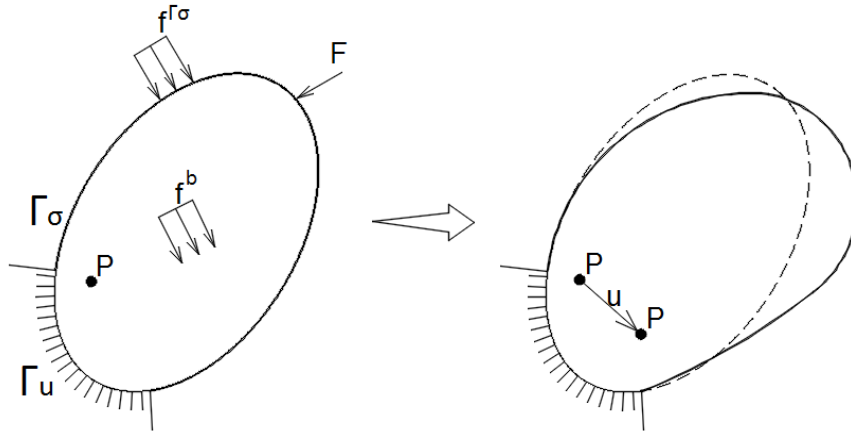


Figura 3.3 Deformada de um corpo sujeito a um conjunto de forças.

Admitindo um comportamento fisicamente linear do corpo contínuo deformável, pela lei de Hooke as tensões σ são obtidas a partir das deformações ϵ , cujo significado físico está representado na Figura 3.4, por meio da relação matricial (estado plano de deformação),

$$\sigma = k\epsilon \quad (3.11)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x(x, y) \\ \varepsilon_y(x, y) \\ \gamma_{xy}(x, y) \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad e \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 \\ \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

sendo $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\varepsilon}$ os vetores que agrupam as componentes do tensor das tensões e das deformações, respetivamente, e \mathbf{k} é a matriz de elasticidade correspondente ao estado plano de deformação (EPD), o qual é correntemente considerado na análise de barragens gravidade.

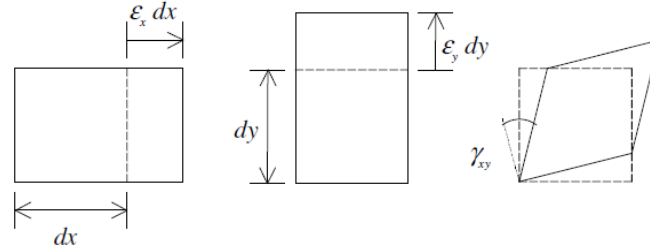


Figura 3.4 Representação gráfica das componentes do tensor de deformações (Pereira, 2005).

As deformações $\boldsymbol{\varepsilon}$ (Figura 3.4) são obtidas derivando as funções deslocamento,

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D}\mathbf{u}, \quad \mathbf{D} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

sendo \mathbf{D} o operador diferencial de compatibilidade.

Estando a equação do PTV satisfeita para qualquer deslocamento virtual $\bar{\mathbf{u}}$, com as tensões $\boldsymbol{\sigma}$ obtidas a partir de um campo de deslocamentos contínuo \mathbf{u} que satisfaz as condições da fronteira cinemática Γ_u , ficam automaticamente satisfeitas as seguintes relações:

- i. **Compatibilidade:** o campo de deslocamento \mathbf{u} é contínuo e satisfaz as condições de fronteira;
- ii. **Constitutivas:** as tensões $\boldsymbol{\sigma}$ são calculadas utilizando as relações constitutivas (leis do comportamento do material) a partir das deformações $\boldsymbol{\varepsilon}$, que são obtidas a partir dos deslocamentos reais \mathbf{u} .

3.2.4 Matriz de rigidez elementar

Definidas as funções de interpolação $\Psi_{(e)}$ na forma matricial (Anexo II, páginas 2, 3 e 4) para aproximar a geometria e o campo de deslocamentos no elemento finito (e), o campo de deslocamentos virtuais pode ser escrito na forma,

$$\bar{\mathbf{u}}|_{\Omega_{(e)}} = \boldsymbol{\Psi}_{(e)} \bar{\mathbf{U}}_{(e)} \quad (3.13)$$

onde $\bar{\mathbf{U}}_{(e)}$ é o vetor dos deslocamentos nodais virtuais (Figura 3.5),

$$\bar{\mathbf{U}}_{(e)}^T = \{u_1, u_2, u_3, \dots, u_n\} - n \text{ é o } n^{\text{º}} \text{ de nós de um elemento}$$

As deformações virtuais do elemento são assim definidas por,

$$\bar{\epsilon}_{(e)} = D\bar{u}|_{\Omega_{(e)}} \rightarrow \bar{\epsilon}_{(e)} = D\Psi_{(e)}\bar{U}_{(e)} \rightarrow \bar{\epsilon}_{(e)} = E_{(e)}\bar{U}_{(e)} \quad (3.14)$$

em que $E_{(e)}$ é a matriz que relaciona os deslocamentos e as deformações.

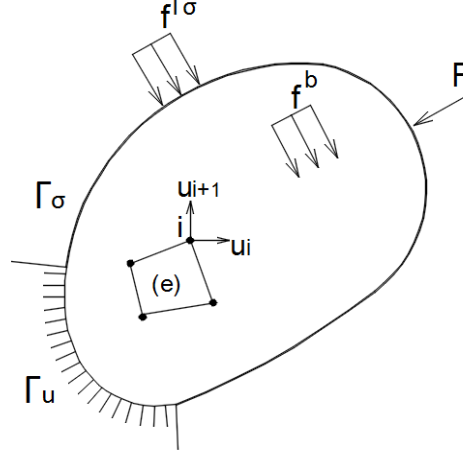


Figura 3.5 – Representação esquemática de um elemento finito (e) e os deslocamentos do nó (i) segundo os 2 graus de liberdade, e um conjunto de forças aplicadas sobre o corpo.

Pode escrever-se a equação de equilíbrio de um elemento sob a forma de,

$$\int_{\Omega_{(e)}} \bar{\epsilon}_{(e)}^T \sigma_{(e)} d\Omega_{(e)} = \int_{\Omega_{(e)}} \bar{u}_{(e)}^T f_{(e)}^b d\Omega_{(e)} + \int_{\Gamma_{\sigma(e)}} \bar{u}_{(e)}^T f_{(e)}^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma(e)} + \sum_i \bar{u}_i F_i \quad (3.15)$$

Substituindo as equações 3.11, 3.13, 3.14 na equação 3.15, tem-se,

$$\begin{aligned} \bar{U}_{(e)}^T \int_{\Omega_{(e)}} E_{(e)}^T k_{(e)} E_{(e)} d\Omega_{(e)} \cdot u_{(e)} &= \bar{U}_{(e)}^T \int_{\Omega_{(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^b d\Omega_{(e)} \\ &+ \bar{U}_{(e)}^T \int_{\Gamma_{\sigma(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma(e)} + \bar{U}_{(e)}^T F_i \end{aligned} \quad (3.16)$$

que permite obter,

$$\begin{aligned} \int_{\Omega_{(e)}} E_{(e)}^T k_{(e)} E_{(e)} d\Omega_{(e)} \cdot u_{(e)} &= \int_{\Omega_{(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^b d\Omega_{(e)} + \int_{\Gamma_{\sigma(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma(e)} \\ &+ \bar{U}_{(e)}^T F_i \end{aligned} \quad (3.17)$$

O primeiro membro da equação 3.17 permite o cálculo da matriz de rigidez de cada elemento,

$$K_{(e)} = \int_{\Omega} E_{(e)}^T k_{(e)} E_{(e)} d\Omega \quad (3.18)$$

onde $k_{(e)}$ representa a matriz de elasticidade e $E_{(e)}$ é a relação matricial entre as deformações e os deslocamentos nodais.

Considerando a equação 3.17, relativa ao equilíbrio de um elemento (e), as equações 3.19, 3.20 e 3.21 representam as forças nodais equivalentes, às forças de massa e às forças distribuídas, respetivamente.

$$F_i = \bar{U}_{(e)}^T F_i \quad (3.19)$$

$$F_{\Gamma} = \int_{A_{(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma(e)} \quad (3.20)$$

$$F_B = \int_{A_{(e)}} \Psi_{(e)}^T f_{(e)}^b dA_{(e)} \quad (3.21)$$

A manipulação das funções de interpolação, para determinar a matriz de rigidez $K_{(e)}$, deve ser efetuada do modo mais eficiente possível, e nem sempre o sistema cartesiano oferece essa possibilidade. Surge então a necessidade de introduzir uma nova forma de representar as mesmas funções de interpolação dos elementos, por intermédio do sistema de coordenadas naturais (Figura 3.6).

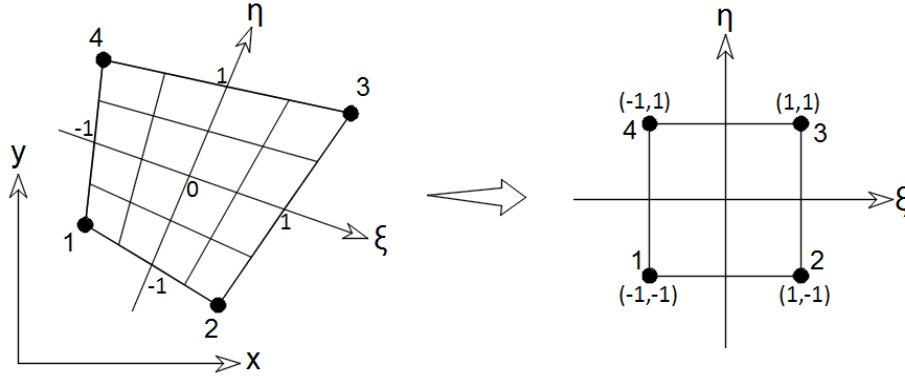


Figura 3.6 Representação gráfica da transformação das coordenadas cartesianas (x,y) de um elemento finito com 4 pontos nodais para o sistema de coordenadas naturais (ξ,η).

Nos elementos isoparamétricos o cálculo do integral no domínio Ω recorre à transformação do sistema de coordenadas globais (x,y) para o sistema de coordenadas naturais (ξ,η), como representado na Figura 3.6, permitindo assim transformar um elemento com geometria qualquer no referencial global num elemento geometricamente regular no novo referencial (ξ,η).

Sendo,

$$K_{(e)} = \int_{\Omega} E^T_{(e)} k_{(e)} E_{(e)} d\Omega = \int_{\Omega} f(x, y) dx dy \quad (3.22)$$

em que,

$$E^T_{(e)} k_{(e)} E_{(e)} = f(x, y) \quad (3.23)$$

As coordenadas x, y podem ser escritas na forma,

$$x = x(\xi, \eta) \quad (3.24)$$

$$y = y(\xi, \eta) \quad (3.25)$$

O campo de deslocamentos é dado por,

$$u_x(x, y) = u_x(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) \quad (3.26)$$

$$u_y(x, y) = u_y(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) \quad (3.27)$$

e a matriz de rigidez de cada elemento poderá ser escrita na forma,

$$K_{(e)} = \int_{\Omega} f(x, y) dx dy = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) |J(\xi, \eta)| d\xi d\eta \quad (3.28)$$

em que $|J(\xi, \eta)|$ é o jacobiano da transformação de coordenadas, isto é, o determinante da matriz Jacobiana das transformações de coordenadas, que é definida por,

$$J(\xi, \eta) = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

O cálculo completa-se considerando a regra de derivação composta,

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (3.30)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (3.31)$$

e, por sua vez, a regra da derivação da função inversa,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \xi}{\partial y} \\ \frac{\partial \eta}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1}(\xi, \eta) \quad (3.32)$$

Para que o inverso do jacobiano exista é necessário garantir que o determinante do jacobiano $|J(\xi, \eta)| \neq 0$. Para evitar a ocorrência deste tipo de singularidade, num elemento finito de 4 nós os ângulos internos devem ser menores que 180° , como apresentado na Figura 3.7.

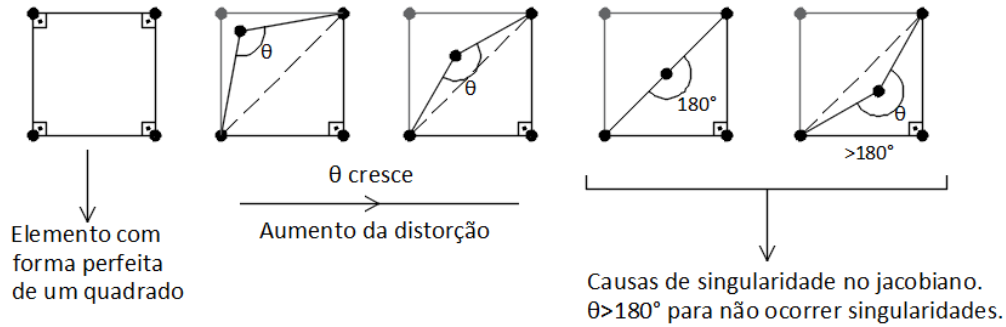


Figura 3.7 Representação de um elemento finito retangular sem distorção na forma de um quadrado e elementos distorcidos, considerando o caso extremo de elementos que geram singularidades do operador jacobiano.

3.2.5 Matriz de rigidez global e sistema governativo

A matriz de rigidez global da estrutura é obtida através da assemblagem das matrizes elementares, tendo-se,

$$K_{global} = \sum_{i=1}^m K_{(e)} \quad (3.33)$$

Considerando F o vetor das forças nodais equivalentes às forças concentradas e $U_{(e)}$ os deslocamentos reais da estrutura e que a equação de equilíbrio global de uma estrutura discretizada em m elementos finitos é escrita como a soma entre os membros (equações 3.18, 3.19, 3.20 e 3.21) da equação de equilíbrio (equação 3.17) definida para um elemento (e), tem-se,

$$\sum_e^m K U_{(e)} = \sum_e^m (F_B + F_T + F_i) \rightarrow \sum_e^m K U_{(e)} = \sum_e^m F \quad (3.34)$$

Sendo $F = (F_B + F_T + F_i)$, o sistema de equações que permite obter a solução do problema é,

$$K U = F \quad (3.35)$$

onde u representa o vetor dos deslocamentos nodais.

Entretanto, a solução do sistema de equações somente é possível depois de impor as condições de fronteira relativas às restrições de apoio do modelo estrutural. Portanto considerando todas as condições de fronteira do problema estrutural, obtém-se,

$$\begin{bmatrix} K_{global} & \vdots & -e_i \\ \dots & \dots & \dots \\ -e_i^T & \vdots & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ \dots \\ \lambda_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ \dots \\ -u^r \end{Bmatrix} \quad (3.36)$$

em que,

u^r – Vetor correspondente aos deslocamentos nodais restringidos

λ_r – Vetor das reações de apoio

U – Vetor dos deslocamentos

F – Vetor das forças nodais equivalentes

K_{global} – Matriz de rigidez global

e_i – Matriz responsável pela imposição das condições de fronteira

0 – Matriz quadrada com entradas iguais a zero

Determinados os deslocamentos nodais e as reações de apoio, as tensões são calculadas por,

$$\sigma_{(e)}(x, y) = k_{(e)} \varepsilon_{(e)} \quad (3.37)$$

sendo $\varepsilon_{(e)}$ as deformações reais e $k_{(e)}$ a matriz de elasticidade.

3.3 Elementos finitos usados na análise estrutural de barragens

Na análise estrutural de barragens podem ser usados modelos planos ou modelos tridimensionais. Os primeiros devem ser considerados quando o comportamento é predominantemente plano, como é o caso das barragens gravidade extensas com eixo reto ou pouco curvo. Nos outros casos é vantajosa a consideração de modelos tridimensionais.

Os elementos finitos mais utilizados na análise estrutural de barragens, em geral, e das barragens de alvenaria, em particular, são (Figuras 3.8, 3.9 e 3.10): i) nos modelos planos, elementos planos com geometria triangular ou quadrangular, com pontos nodais apenas nos vértices ou também a meio das arestas.; e ii) nos modelos tridimensionais, elementos do tipo cubo, com pontos nodais nos vértices ou também a meio das arestas.



Figura 3.8 Elementos planos triangulares com 3 e 6 nós (GiD, 2013).

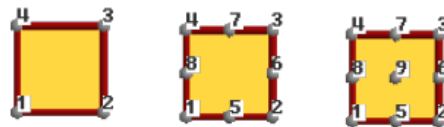


Figura 3.9 Elementos planos quadrangulares com 4, 8 e 9 nós (GiD, 2013).



Figura 3.10 Elementos finitos do tipo cubo com 8, 20 e 27 pontos nodais (GiD, 2013).

Após a escolha do tipo de elemento a ser utilizado no modelo, é necessário fazer a discretização da estrutura, gerando a malha de elementos finitos. Trata-se de uma tarefa minuciosa, já que a qualidade dos resultados depende da qualidade da discretização em elementos finitos.

Existem alguns programas comerciais para gerar malhas de elementos finitos, que também permitem fazer o tratamento gráfico de dados e resultados. Este tipo de programas tem pouca aplicabilidade na geração de malhas de barragens, mas são muito úteis na visualização de malhas elaboradas por outros processos e no processamento de dados e resultados. Usou-se o programa GiD, da Universidade Politécnica da Catalunha, com estes últimos propósitos.

Nos cálculos estruturais foi utilizado um programa de elementos finitos tridimensionais desenvolvido no LNEC, que considera elementos do tipo cubo, isoparamétricos, com vinte pontos nodais (Oliveira, 2000). Por facilidade de utilização, considerou-se o mesmo programa na análise dos modelos planos que foram analisados.

Com o objetivo de mostrar alguns aspetos práticos da aplicação do MEF, no Anexo I apresentam-se as principais etapas da resolução de uma análise bidimensional, considerando elementos finitos triangulares de 3 pontos nodais, de um perfil de uma barragem gravidade com secção transversal aproximadamente trapezoidal, sujeita à pressão hidrostática.

(página deixada deliberadamente em branco)

4. Metodologia simplificada para cálculo das variações de temperatura anuais no corpo das barragens de alvenaria

4.1 Considerações gerais

A determinação das temperaturas no corpo das barragens deve ter em consideração os fatores que influenciam o seu estado térmico, designadamente as temperaturas nas fronteiras e as características térmicas dos materiais.

As temperaturas nos paramentos dependem da temperatura do ar, nas superfícies emersas, e da temperatura da água, nos trechos imersos. Conhecidas as temperaturas nas fronteiras, a transferência de calor dá-se por condução no interior dos corpos, mas também deve ser considerada a transferência de calor por radiação e convecção nas superfícies expostas.

Como referido, as variações de temperatura no corpo das barragens de betão e alvenaria, na fase de exploração, são devidas, predominantemente, às variações anuais de temperatura do ar e da água. A sua determinação pode ser feita, com toda a generalidade, pelo método dos elementos finitos. Contudo, nos casos em que é possível considerar que o fluxo de calor é essencialmente unidirecional, podem usar-se soluções analíticas para o caso de placas. As barragens gravidade estão próximas destas condições, exceto na zona do coroamento. Assim, apresentam-se as equações governativas da transmissão de calor por condução e a sua solução analítica para o caso de placas sujeitas a variações de temperatura harmónicas nas suas faces, com vista à sua aplicação às barragens gravidade.

4.2 Transmissão de calor por condução

A condução corresponde ao fenómeno de transferência de calor entre duas zonas de um sólido com temperaturas diferentes (Henriques, 2011). Para quantificar a transferência de calor num meio contínuo considera-se o fluxo de calor q , dado quantidade de calor Q transmitida através de uma área A ,

$$q = \frac{Q}{A} \quad (4.1)$$

A teoria desenvolvida por Fourier considera que o fluxo de calor numa dada direção é proporcional ao gradiente de temperatura nessa direção. Considerando apenas a direção x , a constante de proporcionalidade λ é a condutibilidade térmica do meio e o sinal negativo da equação (4.2) deve-se ao facto de a transferência de calor ocorrer das temperaturas mais altas para as mais baixas.

$$q_x = -\lambda \frac{dT}{dx}, \quad \text{onde } Q_x = q_x A = -\lambda \frac{dT}{dx} A \quad (4.2)$$

Para interpretar fisicamente a equação de Fourier é necessário considerar um cubo de volume elementar $dx dy dz$ sujeito a diferentes temperaturas nas três direções principais (Figura 4.1). A diferença de temperatura nas faces provoca a transferência de calor por condução através do sólido, sendo as quantidades de calor Q perpendiculares às três faces do cubo designadas por Q_x , Q_y e Q_z .

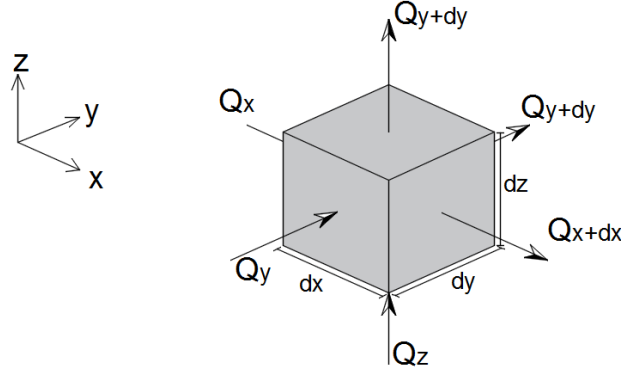


Figura 4.1 Cubo elementar sujeito a variações de temperatura segundo três direções.

As quantidades de calor nas faces opostas podem ser escritas sob a forma,

$$Q_{x+dx} = Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \quad (4.3)$$

$$Q_{y+dy} = Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy \quad (4.4)$$

$$Q_{z+dz} = Q_z + \frac{\partial Q_z}{\partial z} dz \quad (4.5)$$

Admite-se, em geral, que as partículas de matéria na região de temperaturas mais elevadas encontram-se com níveis energéticos maiores e transmitem parte da sua energia às regiões de nível energético mais baixo.

Se o corpo tiver uma fonte interna de calor, a energia gerada pode ser quantificável através da expressão,

$$\dot{E}_g = q' dx dy dz \quad (4.6)$$

em que q' é o calor gerado por unidade de volume. Por outro lado, a quantidade de energia armazenada no volume \dot{E}_{st} , pode ser escrita como,

$$\dot{E}_{st} = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad (4.7)$$

onde ρ é a massa volúmica, c_p é o calor específico, T a temperatura e t o tempo. A expressão traduz, em consequência, a variação energética em função do tempo.

Considerando \dot{E}_{in} e \dot{E}_{out} as energias transferidas para o volume elementar e libertada pelo corpo, respetivamente, o equilíbrio energético global pode ser escrito pela seguinte equação,

$$\dot{E}_{in} + \dot{E}_g + \dot{E}_{out} = \dot{E}_{st} \quad (4.8)$$

Considerando que \dot{E}_{in} correspondem às quantidades de calor perpendiculares a cada face Q_x , Q_y e Q_z e \dot{E}_{out} às quantidades nas faces opostas, é possível escrever a equação (4.8) na forma,

$$Q_x + Q_y + Q_z + q' dx dy dz - Q_{x+dx} - Q_{y+dy} - Q_{z+dz} = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad (4.9)$$

Substituindo as equações 4.3, 4.4 e 4.5 na equação 4.9, tem-se,

$$-\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx - \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy - \frac{\partial Q_z}{\partial z} dz + q' dx dy dz = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad (4.10)$$

Considerando a lei de Fourier e a equação 4.2, a condução segundo as três direções consideradas pode ser expressa pelas seguintes equações,

$$Q_x = A \cdot q_x = - \lambda dydz \frac{\partial T}{\partial x} \quad (4.11)$$

$$Q_y = A \cdot q_y = - \lambda dx dz \frac{\partial T}{\partial y} \quad (4.12)$$

$$Q_z = A \cdot q_z = - \lambda dx dy \frac{\partial T}{\partial z} \quad (4.13)$$

Substituindo as equações 4.11, 4.12 e 4.13 na equação de equilíbrio térmico 4.10, obtém-se,

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) dx dy dz + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) dx dy dz + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) dx dy dz + q' dx dy dz \\ = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \end{aligned} \quad (4.14)$$

Dividindo toda a equação pelo volume elementar ($dx dy dz$), obtém-se a equação geral de difusão do calor,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + q' = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.15)$$

Esta equação surge como uma função do tempo, permitindo a análise dos fenómenos em condições reais, ou seja, dependentes do tempo (regime variável).

O regime permanente refere-se à análise térmica que é independente do tempo, correspondendo à equação,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + q' = 0 \quad (4.16)$$

Se não existir geração interna de calor, a equação pode ser simplificada e escrita na forma,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) = 0 \quad (4.17)$$

A equação geral da difusão de calor também pode ser escrita de outra forma. Assim, considerando a condutibilidade térmica λ constante, a equação toma a forma,

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + \frac{q'}{\lambda} = \frac{1}{h^2} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.18)$$

em que h^2 é uma característica termofísica dos materiais, designada por difusibilidade térmica, que é geralmente expressa em m^2/s ou m^2/dia .

$$h^2 = \frac{\lambda}{\rho c_p}$$

Não havendo geração interna de calor, pode escrever-se a equação anterior para o regime variável na forma,

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{1}{h^2} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.19)$$

e para o regime permanente é,

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0 \quad (4.20)$$

4.3 Transmissão de calor por condução em placas sujeitas a variações de temperatura harmónicas nas faces

A condução do calor em sólidos de formas geométricas específicas pode ser estudada por via analítica, sendo frequente a sua aplicação à resolução de problemas térmicos em barragens. De

facto, para certas condições de fronteira, o corpo das barragens poderá ser assimilado ao de uma placa, ao de um prisma ou ao de um paralelepípedo. A aproximação mais utilizada nas barragens é a de placa, pelo que será a considerada (Silveira, 1961).

Considere-se uma placa de espessura L e difusibilidade térmica h^2 . Suponha-se que a temperatura inicial da placa, $T(x, t_0)$ (função 4.21) é nula, e que as temperaturas $T(0, t)$ e $T(L, t)$ nas faces são descritas pelas funções (4.22) e (4.23).

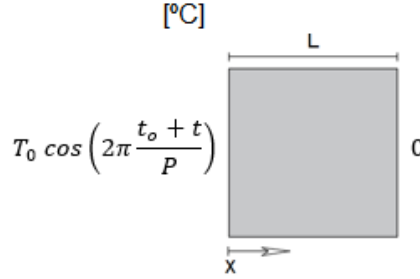


Figura 4.2 Condições de fronteira de uma placa com espessura L .

$$T(x, t_0) = 0 \quad (0 \leq x \leq L) \quad (4.21)$$

$$T(0, t) = T_0 \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \quad (t > t_0) \quad (4.22)$$

$$T(L, t) = 0 \quad (t > t_0) \quad (4.23)$$

A variável t é contada a partir do instante em que $T(x, t_0) = 0$. Admite-se também que passou tempo suficiente para que o regime variável no interior da placa possa ser considerado periódico. A temperatura $T(x, t)$, num dado instante t , num ponto de abcissa x do interior da placa, pode ser obtida pela solução da equação de Fourier para o fluxo unidirecional em regime variável (equação 4.24), que satisfaz as condições iniciais definidas pelas funções (4.22) e (4.23).

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{1}{h^2} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.24)$$

O matemático italiano Puppini encontrou uma solução para a equação geral da difusão do calor por condução numa placa, para regime variável, com a forma,

$$T(x, t) = T_0 \left[A_x \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) - B_x \sin\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \right] \quad (4.25)$$

em que A_x e B_x são dados pelas expressões,

$$A_x = -2M \sinh(z(x)) \cos(z(x)) - 2N \cosh(z(x)) \sin(z(x)) + e^{z(x)} \cos(z(x)) \quad (4.26)$$

$$B_x = 2M \cosh(z(x)) \sin(z(x)) - 2N \sinh(z(x)) \cos(z(x)) - e^{z(x)} \sin(z(x)) \quad (4.27)$$

onde $z(x)$, z_0 , M e N são dados por,

$$z(x) = \left(\sqrt{\frac{\pi}{Ph^2}} \right) x \quad (4.28)$$

$$z_0 = \left(\sqrt{\frac{\pi}{Ph^2}} \right) L \quad (4.29)$$

$$M = \frac{e^{2z_0} - \cos(2z_0)}{2(\cosh(2z_0) - \cos(2z_0))} \quad (4.30)$$

$$N = \frac{\sin(2z_0)}{2(\cosh(2z_0) - \cos(2z_0))} \quad (4.31)$$

A equação (4.25) é a solução exata do problema pois verifica as condições nas fronteiras da placa (Figura 4.2) e a equação de Fourier. De facto, para $x = L$, tem-se,

$$\begin{aligned} A_0 &= 1 \\ B_0 &= 0 \end{aligned}$$

e para $x = L$,

$$\begin{aligned} A_L &= 0 \\ B_L &= 0 \end{aligned}$$

Se a placa for sujeita a temperaturas sinusoidais em ambas as faces, as condições de fronteira iniciais são descritas por,

$$T(x, t_0) = 0 \quad (0 \leq x \leq L) \quad (4.32)$$

$$T(0, t) = T_0 \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \quad (t > t_0) \quad (4.33)$$

$$T(L, t) = T_1 \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \quad (t > t_0) \quad (4.34)$$

Considerando o princípio da sobreposição dos efeitos, a temperatura na placa é dada por,

$$\begin{aligned} T(x, t) = T_0 \left[A_x \sin\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) - B_x \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \right] \\ + T_1 \left[A_{L-x} \sin\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) - B_{L-x} \cos\left(2\pi \frac{t_0 + t}{P}\right) \right] \end{aligned} \quad (4.35)$$

As condições de fronteira são verificadas para $x = 0$,

$$\begin{aligned} A_0 &= 1 \text{ e } A_{L-0} = 0 \\ B_0 &= 0 \text{ e } B_{L-0} = 0 \end{aligned}$$

e para $x = L$,

$$\begin{aligned} A_L &= 0 \text{ e } A_{L-L} = 1 \\ B_L &= 0 \text{ e } B_{L-L} = 0 \end{aligned}$$

4.4 Exemplo de aplicação

Considere-se uma placa com 10 m de espessura de um material com difusibilidade térmica $h^2=0,12 \text{ m}^2/\text{dia}$, sujeita às temperaturas sinusoidais $T_1(t)$ e $T_2(t)$ nas suas faces, representadas pelas seguintes funções,

$$T_1(t) = 7,9 \cos\left(\frac{2\pi}{365} (t - 213)\right) \text{ na face esquerda (temperatura em } ^\circ\text{C e tempo } t \text{ em dias)}$$

$$T_2(t) = 5,7 \cos\left(\frac{2\pi}{365} (t - 237)\right) \text{ na face direita (temperatura em } ^\circ\text{C e o tempo } t \text{ em dias)}$$

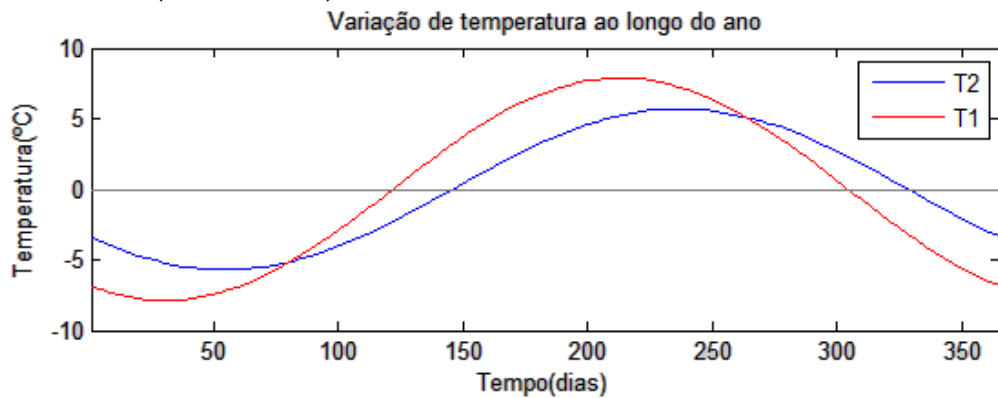


Figura 4.3 Representação das funções sinusoidais $T_1(t)$ e $T_2(t)$ ao longo dos 365 dias do ano.

Aplicando o princípio da sobreposição dos efeitos e a solução desenvolvida por Puppini, a função que permite determinar a temperatura na espessura da placa é dada por,

$$T(x, t) = 7,9 \left[A_x \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 213)\right) - B_x \sin\left(\frac{2\pi}{365}(t - 213)\right) \right] + 5,7 \left[A_{L-x} \sin\left(\frac{2\pi}{365}(t - 237)\right) - B_{L-x} \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 237)\right) \right] \quad (4.36)$$

Os valores de A_x , B_x , A_{L-x} e B_{L-x} são obtidos diretamente pelas expressões (4.26) e (4.27).

Na Figura 4.4 apresenta-se, graficamente, as temperaturas no interior e nos limites da placa ao longo dos 365 dias do ano. Pode verificar-se que as condições de fronteiras são respeitadas.

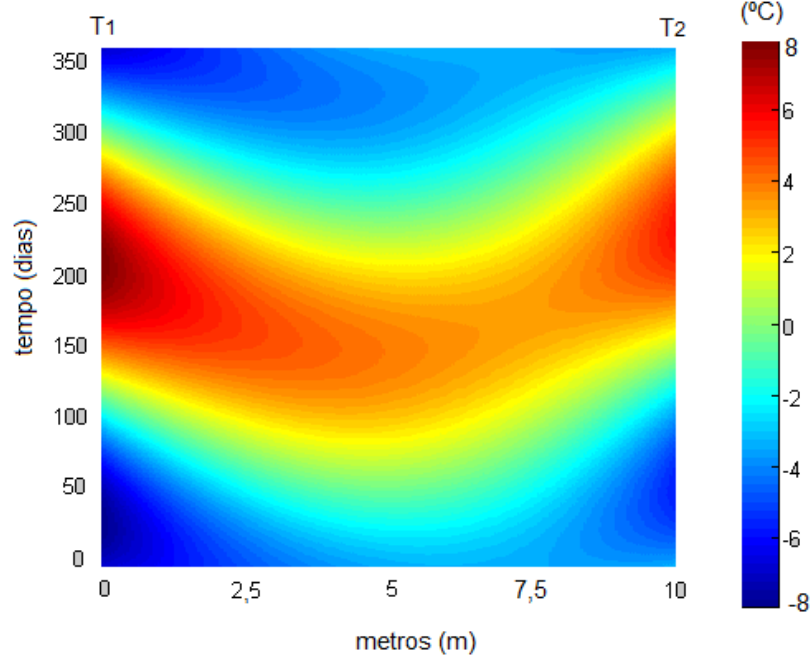


Figura 4.4 Temperaturas no interior de uma placa sujeita a temperaturas sinusoidais nas suas faces ao longo dos 365 dias do ano.

Deve destacar-se que as faces da placa atingem temperaturas máximas maiores que as temperaturas máximas no interior da placa. Este fenómeno está relacionado com difusibilidade térmica (h^2) do material, ou seja, quanto maior for a difusibilidade térmica mais próximas serão as temperaturas internas em relação às temperaturas das faces.

5. Caracterização da barragem do Covão do Ferro

5.1 Características atuais da barragem

A barragem do Covão do Ferro localiza-se na vertente sudeste da serra da Estrela, na ribeira de Alforfa, subafluente do rio Zêzere. Os circuitos hidráulicos e as centrais servidos pela barragem desenvolvem-se ao longo da ribeira, para sul, até à vila de Unhais da Serra (Figura 5.1).



Figura 5.1 Planta de localização da barragem (LNEC,2017).

A barragem situa-se junto à nascente da ribeira e a sua bacia hidrográfica corresponde a um covão de origem glaciária com apenas 1,92 km² de superfície (Figura 5.2).

Trata-se de uma barragem gravidade com altura máxima de 32,5 m acima da fundação e cerca de 290 m de comprimento do coroamento do seu corpo principal, com planta poligonal (Figura 5.3). A portela da margem esquerda, onde se localiza o descarregador de superfície, é fechada com um dique retilíneo com cerca de 100 m de extensão. O desenvolvimento do coroamento ascende assim a cerca de 400 m.

A barragem foi construída entre 1935 e 1956. O período tão prolongado de construção deveu-se à utilização, quase que exclusiva de trabalho manual, e ainda ao facto de se ter laborado apenas nos períodos de junho a outubro, por razões climáticas. Em 1941/1942, durante a segunda guerra mundial, houve uma interrupção dos trabalhos por falta de cimento e combustível.

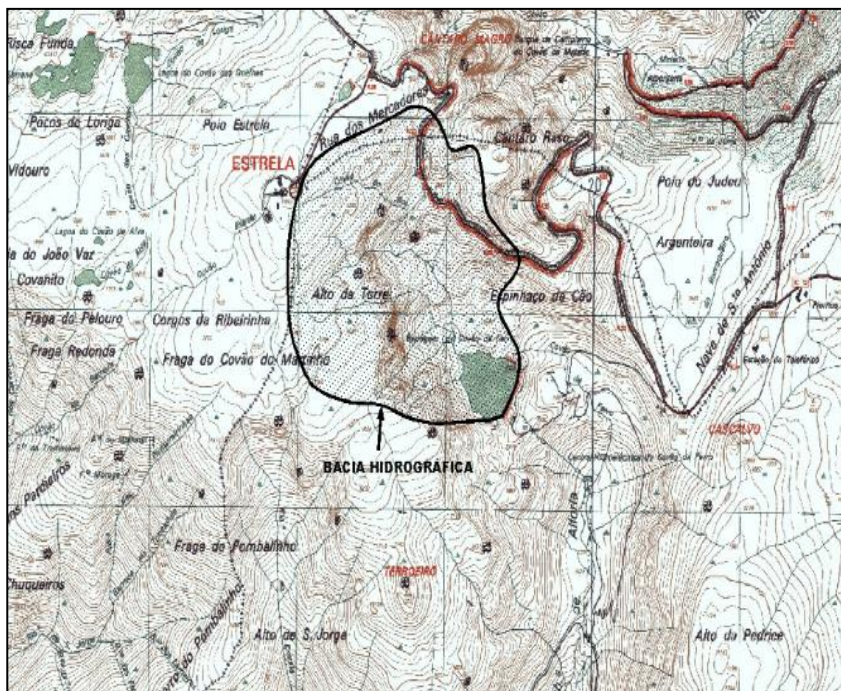


Figura 5.2 Planta da bacia hidrográfica da barragem (LNEC,2017).



Figura 5.3 Vista geral da barragem e da albufeira (LNEC,2017).

Os paramentos de montante e jusante são constituídos por alvenaria aparelhada, assentes com a argamassa, enquanto o interior é constituído por alvenaria irregular, ligada também por argamassa. O paramento de montante é praticamente vertical e o paramento tem um jorramento abaixo de um pequeno trecho superior muito inclinado, de cerca de $0,8H/1,0V$. As argamassas foram de cal hidráulica nas primeiras fases, e de cimento nas últimas fases e também nas selagens posteriores das juntas aparentes entre os blocos de pedra. Nos primeiros 13,5 m do paramento de montante medidos a partir do coroamento o corpo da barragem é reforçado com uma parede de betão com cerca de 0,30 m de espessura. Em 2004/2006 foi instalada, no paramento de montante, uma membrana de impermeabilização (Figura 5.4).



Figura 5.4 Membrana de impermeabilização do paramento de montante (LNEC,2017).

A barragem dispõe de uma galeria geral de drenagem e de duas galerias longitudinais. Uma destas galerias, designada por galeria alta, desenvolve-se a cotas elevadas, a cerca de 5 m do paramento montante. A outra galeria, chamada galeria baixa, desenvolve-se a cerca de 10 a 15 m do paramento montante, funcionando como galeria de drenagem das alvenarias, do lado de jusante (Figura 5.5).

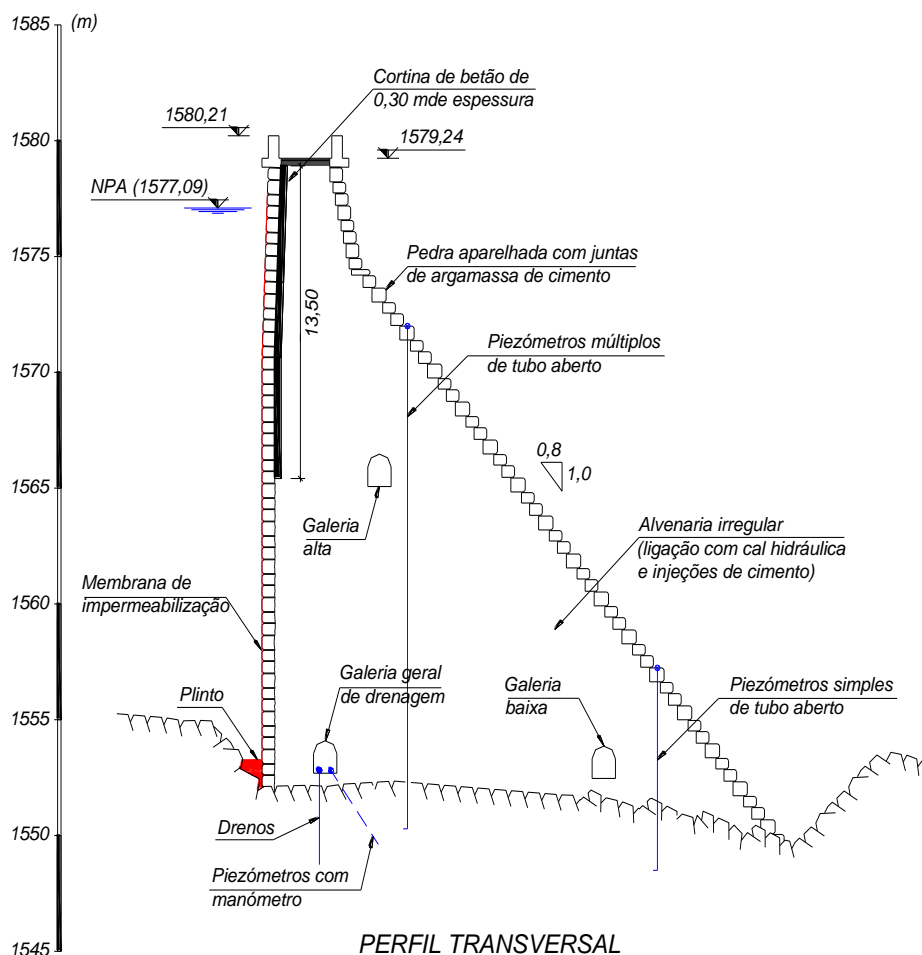


Figura 5.5 Perfil transversal da barragem (LNEC,2017).

A planta poligonal da barragem tem uma ligeira curvatura com concavidade voltada para montante. Nos 6 vértices dessa poligonal existem elementos de maior rigidez, uma espécie de “contrafortes”, que são numerados de 1 a 6, que individualizam entre eles 5 troços,

correntemente designados por “arcos”, que têm concavidade voltada para jusante e que são designados pelos números dos “contrafortes” que os limitam (Figura 5.6).

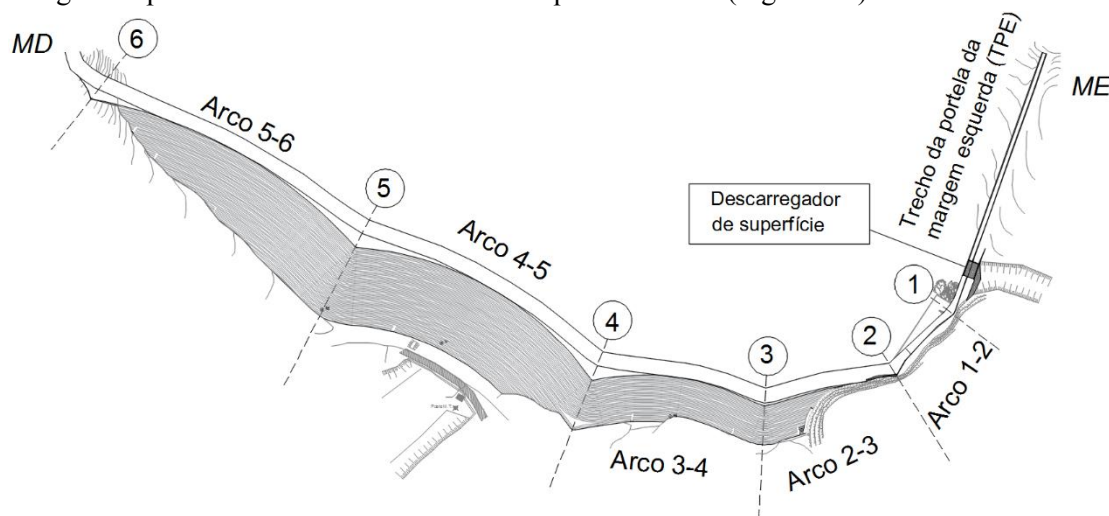


Figura 5.6 Planta esquemática da barragem (LNEC, 2017).

Os blocos de granito, na alvenaria aparelhada dos paramentos e no núcleo foram extraídos de uma pedreira local, localizada a montante, do lado da margem direita. Trata-se de granito alcalino de granularidade variável, frequentemente porfiroide constituído por quartzo, feldspato (microclina e albite-oligoclase) e micas, predominando a biotite sobre a moscovite. Acessoriamente, ocorrem também turmalina, espodumena (piroxena) e, menos frequentemente, a esfena (LNEC, 1987).

No referencial altimétrico local da obra, o coroamento situa-se à cota média de 1579,24 m, a cota média do topo da guarda de montante é 1580,21 m e o nível de pleno armazenamento (NPA) está à cota 1577,09 m, que corresponde à crista do descarregador livre da portela da margem esquerda. No NPA a albufeira tem um volume de cerca de $1,1 \times 10^6 \text{ m}^3$.

O descarregador de superfície tem um único vão com 5,20 m de largura, tendo uma capacidade de vazão de cerca de $30 \text{ m}^3/\text{s}$.

A descarga de fundo, constituída por uma conduta de 500 mm de diâmetro, tem a soleira de montante à cota 1545,49 m. Permite a vazão de um caudal máximo de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$, sendo obturada a montante por uma comporta metálica plana de $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$ e controlada a jusante por uma válvula dispersora.

A barragem serve um conjunto de circuitos hidráulicos que terminam já perto de Unhais da Serra, formados por canais, câmaras de carga e condutas forçadas que alimentam sucessivamente as centrais da Nave, Pedra Figueira, Alforfa e Estrela. A soleira da tomada de água a montante está à cota 1546,49 m.

5.2 Geologia e fundações

A serra da Estrela, onde a barragem do Covão de Ferro se localiza, está integrada no quadro tectónico-estrutural na zona Centro-Ibérica, no setor Douro-Beiras.

Em termos tectónicos, não foram identificados acidentes relevantes na região. Contudo, na Carta Geológica de Portugal folha nº 20B (Covilhã), indica-se a existência de uma falha oculta de grande expressão localizada nas proximidades (Figura 5.7). Por outro lado, a zona da barragem situa-se relativamente perto da extremidade sul da falha Bragança-Manteigas, que é presumivelmente ativa.

Nos locais da albufeira e da barragem afloram principalmente granitos calco-alcalinos de duas micas, porfiróides, leucocratas e de grão grosseiro e ainda granitos porfiróides de grão médio. De uma forma geral, os afloramentos graníticos encontram-se são pouco alterados, apresentando uma fracturação muito variável e fortemente afetada pelos ciclos de gelo-degelo frequentes na zona. A fundação da barragem é constituída especificamente por granito de grão grosseiro pouco alterado superficialmente com boas propriedades mecânicas e hidráulicas.

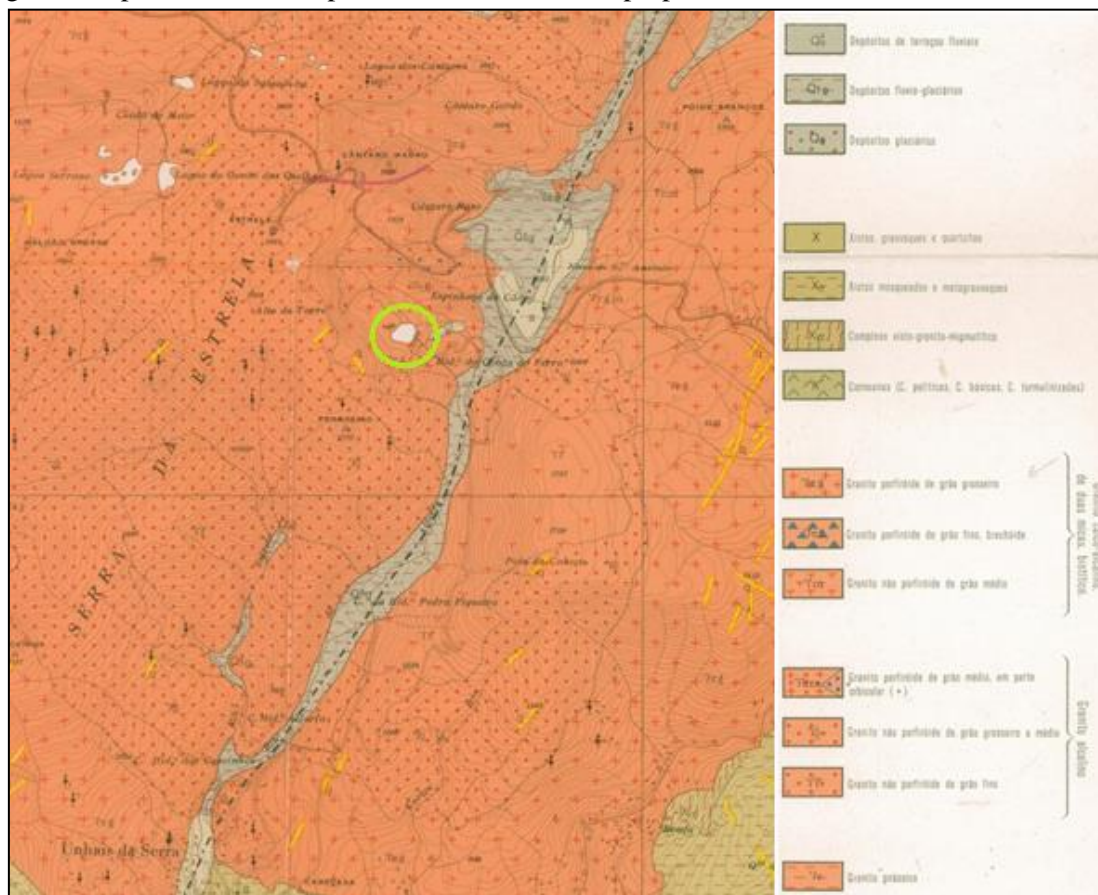


Figura 5.7 Geologia do local da barragem (extrato da folha nº 20B da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50.000).

5.3 Síntese sobre a construção da barragem

No relatório de análise do comportamento emitido pelo LNEC em 1959 (LNEC, 1959) foram incluídos a transcrição de um documento enviado pela SIPFL ao LNEC e um alçado com o faseamento construtivo da barragem. Pela sua importância volta a fazer-se, de seguida, a transcrição dos aspetos relevantes desse documento, e apresenta-se no Desenho 1 do Anexo II um alçado da barragem com a evolução da construção entre 1935 e 1956, que foi elaborado a partir do alçado original (LNEC, 1959), onde se indicam alguns aspetos das técnicas construtivas usadas.

“No alçado do paramento de montante está registado o que é possível saber acerca das fases da construção. Esclarece-se que a construção começou em 1935 e que quando em 1940 foi ela submetida, por ordem do governo, a orientação técnica oficial e contínua, estava construído um muro em arcos com as características de muro vulgar de vedação, tendo na secção transversal correspondente ao descarregador de fundo a altura de 19 metros (diferença das cotas de altitudes 1562,20 m e 1543,20 m).

No desenho está indicado o sistema de construção usado até 1940, e de teve de continuar a ser empregado (alvenaria de granito e cal hidráulica), a que deve juntar-se o seguinte esclarecimento: com a altura máxima de 19 metros no paramento de montante o muro tinha, de modo geral, secções transversais sensivelmente retangulares e de espessuras pequenas e variáveis, não se apresentando, portanto, com formas próprias para resistir à pressão da água. Desejava-se sem estudos apropriados, que ele alcançasse a altura de 37 metros na secção do descarregador de fundo.

Os anos de 1940 a 1950 foram empregados em obter caboucos abertos em rocha e alicerces para todos os perfis transversais e para a altura máxima do muro que então foi considerada como dever ser 33 metros, em definir no terreno a base do paramento de jusante com os contrafortes que deveriam reforçar a união dos arcos, em elevar tal paramento em degraus até às proximidades do nível da crista do paramento de montante e em fazer o enchimento parcial dos perfis transversais.

Em parte deste período houve, devido à guerra, grande dificuldade de obter cimento, cal e gasolina para os transportes, o que atrasou bastante a construção obtida sempre por trabalho essencialmente manual e apenas durante os meses de junho a outubro, único período do ano em que são possíveis trabalhos na serra. Nos anos de 1942 a 1943 esteve paralisada a construção por motivos derivados da guerra.

A obra não obedeceu assim a um projeto previamente estudado e a um programa de construção com zonas definidas de modo a serem possíveis cálculos razoáveis de volumes.

Deve notar-se que durante a construção a crista do paramento de montante andou sempre mais alta que a de jusante, não só pela necessidade de ir sendo aumentado o armazenamento da água como também porque a aparelhagem das pedras destinadas ao paramento de jusante não podia acompanhar a alvenaria irregular do recheio do muro, recheio este que também tinha andamento irregular devido em parte à irregularidade da chegada de cal ou de cimento.

Em 31/12/1950 o paramento de montante estava na cota 1568,20 m mas no interior do muro as cotas eram muito baixas.

Até tal data o volume construído era de 63.816 m³.

Em 1951 foi adicionado o volume de 10.722 m³, irregularmente distribuído, de modo que em 31 de dezembro o volume total executado era de 74.538 m³, tendo já desaparecido em grande parte várias lacunas do interior do muro, pelo que ele passou a ter aspeto de resistência mais uniforme.

Em 1952 foi elevada a crista do paramento de montante para a cota 1571,28 m e construído o volume 6.581 m³.

O volume total em 31/12/1952 era pois de 81.119 m³.

Em 1953 e 1954 foram colocados em obra 4.715 m³ e em 1955 foi de 537 m³ o volume adicionado.

Em 1956 foram construídos os muros de guarda depois do acabamento do coroamento da barragem, o qual ficou na cota 1575,70 m, ficando assim a barragem com a altura total de 32,50 metros, as guardas na cota 1576,70 m e o volume total medindo 91.205 m³”.

O relatório em apreço realça ainda os seguintes factos (LNEC, 1959):

- i. A barragem não foi construída atendendo a um projeto inicial cuidadosamente elaborado;
- ii. Possui muros de pequena espessura, um junto ao paramento de montante e outro junto ao de jusante, construídos com pedra aparelhada e com as juntas fechadas com argamassa de cimento;

- iii. O núcleo interior da barragem é constituído por alvenaria irregular, que nos primeiros 19 m a contar de baixo ainda é mais irregular que nos 13,5 m superiores, sendo o material ligante a argamassa de cal hidráulica; e
- iv. Nos 13,5 m superiores existe, a jusante do muro de alvenaria aparelhada de montante e encostada a ele, uma cortina de betão de 0,30 m de espessura. Refere ainda que a utilização da barragem durante a sua construção deve ter dado lugar a estados de tensões muito complexos e à criação de tensões residuais no seu corpo.

Na Figura 5.8 e na Figura 5.9 apresentam-se as vistas das encostas referente as margens esquerda e direita relativas os trabalhos de construção da barragem em 1948 (LNEC, 1959). Nestas imagens podem diferenciar-se as já referidas técnicas construtivas das alvenarias dos paramentos e do núcleo.



Figura 5.8. Vista, a partir da encosta da margem esquerda, dos trabalhos de construção da barragem em 1948 (LNEC, 1959).



Figura 5.9 Vista, a partir da encosta da margem direita, dos trabalhos de construção da barragem em 1948 (LNEC, 1959).

5.4 Estudos e intervenções na obra antes de 2004

5.4.1 Estudos realizados

Ao longo dos anos a barragem sofreu diversas intervenções, todas no sentido de restabelecer a integridade estrutural que era afetada pela deterioração progressiva devida à degradação gradual das argamassas e o aumento das passagens de água pelo seu corpo.

A partir de 1956 verificou-se o primeiro ciclo de deterioração progressiva da barragem, com a degradação das argamassas e o aumento dos repasses de água pelas alvenarias. Dados de 1963 mostraram um volume muito grande de águas infiltradas, cuja composição química apresentava elevados valores de óxido de cálcio, indicando a ocorrência de um fenómeno de lixiviação das argamassas. Estes dados precipitaram a necessidade de serem tomadas medidas corretivas como forma de interromper este processo de degradação e restituir a integridade do corpo da barragem. Realizaram-se trabalhos relacionados com a impermeabilização das alvenarias garantindo uma drenagem mais eficiente. Foram também realizados trabalhos de prospeção em 1963 a cargo da empresa Teixeira Duarte para caracterização do maciço de fundação na zona de contacto e das alvenarias. As intervenções subsequentes, realizadas pela Teixeira Duarte com o apoio da empresa francesa P. Bachy, ocorreram entre 1964 e 1967 e incluíram:

- i. Injeção de calda de cimento pozolânico no corpo da barragem e na fundação, numa faixa de cerca de 4 m de espessura junto ao paramento de montante, mobilizando-se um total de 2600 t de calda.
- ii. Escavação de uma galeria geral de drenagem no corpo da barragem, próxima do paramento de montante.
- iii. Execução de drenos verticais no corpo da barragem, entre a galeria de drenagem e o coroamento, e na zona de contacto barragem-fundação. Essas obras permitiram uma redução significativa do volume de caudais infiltrados, para o nível de pleno armazenamento, de cerca de 6000 m³/dia para 200 m³/dia, e uma melhoria geral do comportamento da obra.

A partir de 1983 verificou-se novamente a degradação da barragem, com o aumento significativo dos caudais infiltrados, e identificou-se uma acentuada fendilhação das argamassas e alteração das caldas em algumas zonas nas inspeções de 1986 e 1987. Constatou-se então a existência de:

- i. Fendas verticais e horizontais mais ou menos contínuas, provavelmente devido a efeitos térmicos, dada a inexistência de juntas de contração.
- ii. Infiltrações significativas, muitas vezes com pressões elevadas, com formações de jatos, pois o sistema de drenagem aparentemente não aliviava estas pressões. Apontou-se então para a necessidade de realização de novas obras de reabilitação, com o objetivo de drenar, impermeabilizar e consolidar o corpo da barragem e o maciço rochoso de fundação (LNEC, 1987).

Foram realizadas novas intervenções na barragem nas estiagens de 1990 e 1991, com vista à redução das infiltrações pelo corpo da barragem, através da aplicação de mastiques nas juntas do paramento de montante. Estas melhorias foram realizadas apenas em algumas zonas. Foram também efetuados melhoramentos nos vãos do descarregador de cheias.

As beneficiações realizadas em 1990/1991 tiveram efeitos positivos com a redução dos repasses de água pelo corpo da barragem, mas foram de curta duração pois voltou a verificar-se uma nova degradação nos anos seguintes, semelhante às anteriores. Tendo como consequência o aumento dos caudais percolados. Neste contexto foi elaborado em 1995, pelo gabinete HIDRO4, um projeto de reabilitação da barragem, que previa o revestimento do paramento de montante com painéis de betão armado ancorados à estrutura de alvenaria. Contudo, este projeto nunca veio a ser concretizado.

O descarregador de cheias foi melhorado em 1997, tendo-se então removido os septos entre os 3 vãos existentes e rebaixada a soleira em cerca de 1,30 m. A proteção a jusante do descarregador, com enrocamento, só viria a ser concretizada nas obras realizadas em 2004/2006.

5.4.2 Estado da obra no início do século XXI

Nas argamassas que ligam os blocos da alvenaria das zonas interiores da barragem entre os muros de montante e jusante foram utilizadas como ligante a cal hidráulica, e cimento como ligante nas argamassas de ligação dos blocos de pedra da alvenaria aparelhada daqueles muros. Posteriormente, nas obras de consolidação e de impermeabilização realizadas entre 1964 e 1967, foram injetados nos vazios da alvenaria numa espessura de cerca de 4 m junto ao paramento de montante, cerca de 2600 toneladas de cimento pozolânico.

As análises químicas realizadas em 1960 e 1962 às águas coletadas nas bicas à saída das galerias então existentes na barragem, revelaram elevadas concentrações de cálcio dissolvido. Por outro lado, a água da albufeira apresentava baixa mineralização e, consequentemente, elevado poder dissolvente para o cálcio das argamassas. Trata-se de águas muito puras, com período de renovação anual na albufeira. Assim, seria natural que a composição da água sofresse alterações nos caminhos de percolação através da alvenaria e ao longo do percurso nas galerias. O arraste de cálcio por lixiviação dos sais do ligante das argamassas não foi uniforme ao longo de todo o corpo da barragem, tendo a ação dissolvente maior intensidade nas zonas com maiores infiltrações. Nessas zonas as argamassas terão estado sujeitas a uma forte ação erosiva, química e mecânica, de que resultou a degradação das suas características físicas e o acréscimo progressivo, por vezes brusco, dos caudais. Considerou-se então que estes tipos de condições levariam à deterioração das argamassas a mais ou menos curto prazo, consoante as zonas da barragem e as respetivas situações de percolação (LNEC, 1964).

A intervenção de 1964/1967 (injeção de 2600 toneladas de cimento e abertura de uma galeria de drenagem), para além de melhorar o estado geral da barragem através do preenchimento de vazios e aumento da coesão, implicou uma diminuição da lixiviação das argamassas pois reduziram-se tanto os volumes como os percursos da água percolada na estrutura. Contudo, a ação continuada na alvenaria da água muito pura e ácida anulou, em poucos anos, o resultado destas grandes obras de regeneração.

Em 1986 e 1987 foram realizadas análises das águas da albufeira e das águas drenadas pela maior infiltração. Relativamente à água da albufeira, apresentou características idênticas às determinadas em 1960 e 1962. Quanto às águas da infiltração, verificou-se que apresentava características praticamente iguais às da albufeira, dado tratar-se de um percurso direto e curto com a albufeira, com elevado caudal (LNEC, 1987).

Nas estiagens de 1986 e 1987, com níveis baixos da albufeira, foram realizadas pelo LNEC inspeções detalhadas à barragem, que revelaram diversos estados de alteração quer nos blocos de granito quer nas argamassas de ligação. A alteração era mais intensa nas zonas com mais

elevados grau de saturação e fluxos de percolação. Observam-se então situações que variavam entre a completa arenização das argamassas e perda de resistência do granito até situações de granito e argamassas sãs, ocorrendo estas nos locais secos. Existiam graus de alteração intensa em zonas abrangidas pela galeria baixa de jusante. As situações decorrentes de estados de alteração intermédios a sãos eram as mais numerosas, podendo dizer-se que representavam o volume mais significativo do corpo da barragem (LNEC, 1987).

No paramento de montante existiam, em 1987, muitas zonas em que as argamassas de ligação dos blocos de pedra aparelhada praticamente não existiam ou estavam desligadas, principalmente na zona de flutuação do nível da albufeira (Figura 5.10). Por outro lado, existiam várias fendas de orientação aproximadamente vertical, de origem térmica, equivalentes a juntas de contração de que a obra não foi inicialmente dotada (Figura 5.11).



Figura 5.10 Desligamento das argamassas de ligação das alvenarias no paramento de montante, na zona de flutuação do nível da albufeira (LNEC, 1987).



Figura 5.11 Fenda de orientação aproximadamente vertical junto à aresta do contraforte 3, no paramento de montante (no topo, à esquerda, e a meia altura, à direita) (LNEC, 1987).

No que respeita ao granito alcalino utilizado na construção da barragem, trata-se de uma rocha, com baixa alterabilidade química. As condições ambientais muito agressivas da obra, com amplitudes térmicas consideráveis e ciclos de gelo-degelo, associadas à sua constituição poliminerálica e à ocorrência frequente de granularidades grosseiras, podem, no entanto, criar condições de alteração física, principalmente nas zonas sujeitas a ações mecânicas e da água. De facto, nos blocos aparentes da alvenaria apenas se observou degradação nas zonas fendilhadas atrás referidas, havendo ainda zonas extensas das galerias e do paramento de jusante com deposição de carbonatos de cálcio e de óxidos de ferro (LNEC, 1987).

Posteriormente foram realizadas algumas intervenções no paramento de montante da barragem, designadamente em 1990, 1991 e depois de 1993, com o objetivo de tratar juntas ou fendas da alvenaria aparelhada, utilizando diferentes tipos de produtos (Figura 5.12 e Figura 5.13), para evitar a infiltração das águas da albufeira.



Figura 5.12 Aspeto de um trecho do paramento de montante onde foram aplicados diferentes produtos no preenchimento de juntas entre blocos de alvenaria (LNEC,2017).



Figura 5.13 Vista geral do paramento de montante no arco 3-4, mostrando o tratamento das fendas verticais nas arestas correspondentes aos contrafortes 3 e 4 (LNEC,2017).

Na Figura 5.14 apresenta-se a evolução dos caudais infiltrados pelo corpo da barragem.

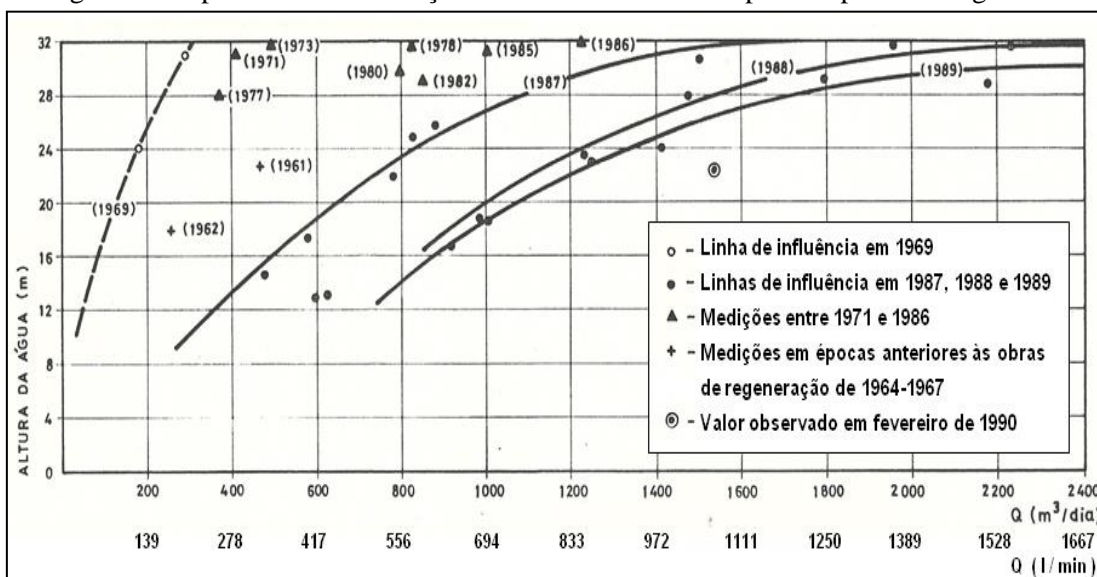


Figura 5.14 Caudais totais infiltrados pelo corpo da barragem em função da altura da água na albufera, em épocas de observação compreendidas entre 1961 e 1990 (LNEC, 1990).

5.5 Obras de reabilitação de 2004/2006

As últimas grandes obras de reabilitação ocorreram entre 2004 e 2006, e estiveram a cargo da empresa Tecnasol FGE. Foram executadas principalmente entre os meses de maio e outubro de 2005 e 2006, quando as condições climáticas permitiam a realização dos trabalhos. As obras tiveram como principal objetivo a impermeabilização do paramento de montante e a consolidação do corpo da barragem, restituindo a sua massa e coesão, bastante deteriorado devido à lixiviação das argamassas de ligação das alvenarias em consequência da infiltração de água proveniente da albufera, mas também comportaram a consolidação parcial da fundação, a impermeabilização do maciço de fundação, a execução da cortina de drenagem da fundação e a remodelação dos órgãos hidráulicos.

Na Figura 5.15 apresentam-se os zonamentos planimétrico e altimétrico sobre o estado de deterioração das alvenarias do núcleo da barragem, com base nos resultados da prospeção realizada no âmbito do projeto de reabilitação de 2004, a partir dos quais foram definidas as intervenções de regeneração.

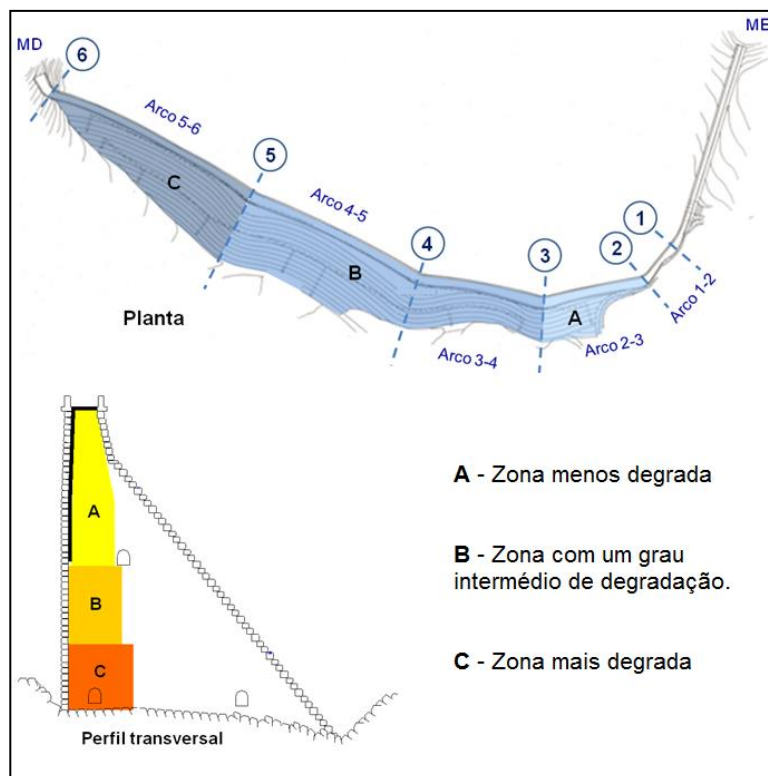


Figura 5.15 Zonamentos planimétrico (em cima) e em perfil (em baixo) da degradação das alvenarias do núcleo da barragem, com base nos resultados da prospeção realizada no âmbito do projeto de reabilitação de 2004 (LNEC, 2017).

A impermeabilização do paramento montante foi realizada através da instalação de uma membrana de PVC, com densidade de 500 g/m^2 , sobre uma superfície estimada de 7000 m^2 , mecanicamente fixada em perfis verticais ancorados na alvenaria e num plinto de betão executado ao longo do pé de montante da barragem. Em conjunto com a geomembrana aplicou-se um geotêxtil adicional, mais denso, com 2000 g/m^2 , para aumentar à resistência ao punçoamento, pois os paramentos de alvenaria, apesar de eliminadas as maiores saliências dos blocos de pedra, revelaram-se demasiadamente irregulares.



Figura 5.16 Vista de uma fase de instalação da membrana de impermeabilização, com identificação dos diferentes elementos que a compõem (LNEC,2017).

O tratamento do corpo da barragem foi realizado com recurso a injeções de calda de cimento, através de furos realizados a partir do coroamento, distanciados de cerca de 3 m, ao longo do corpo da barragem e através do plano de fundação. Foram injetadas cerca de 1200 toneladas de calda de cimento, aplicados num total de 2500 m de furos.

Foram ainda realizadas as seguintes obras complementares:

- i. Cortina de impermeabilização a montante da barragem, junto ao plinto, onde foram injetadas cerca de 200 toneladas de calda de cimento, aplicados num total de 1200 m de furos.
- ii. Reforço do sistema de drenagem da fundação através da abertura de novos drenos a partir da galeria geral de drenagem.
- iii. Execução de cinco furos horizontais no corpo da barragem e fundação, na zona inferior, para drenagem da membrana de impermeabilização.
- iv. A reabilitação do sistema de observação existente, designadamente das bicas e do subsistema de observação geodésica.
- v. O reforço do sistema de observação, através da instalação de um conjunto de piezómetros na fundação, ao longo da galeria geral de drenagem, e de piezómetros verticais de tubo aberto, no corpo da barragem, a partir dos degraus do paramento de jusante.
- vi. Instalação de uma nova conduta na descarga de fundo e substituição da válvula de cunha de jusante por uma válvula de jato oco, montada sob um novo posto de comando.
- vii. A regularização da superfície do descarregador e a proteção do maciço rochoso de jusante com enrocamento, para evitar a erosão regressiva.

5.6 Sistema de observação

5.6.1 Considerações gerais

O sistema de observação instalado, que está representado no Anexo III, permite a avaliação das ações e das respostas estruturais e hidráulica da barragem e da fundação (Tabela 5.1)

Tabela 5.1 - Sistema de observação da barragem.

	Grandezas	Método/Aparelho	Número de dispositivos de observação
Ações	Nível da albufeira	Escala de níveis	1
	Temperatura do ar	Posto meteorológico (recolha automática)	1
	Subpressões na fundação	Piezómetros	10
	Níveis freáticos na barragem	Piezómetros múltiplos de tubo aberto	8
Respostas estruturais e hidráulica	Deslocamentos horizontais	Geodesia – Triangulação	6
	Deslocamentos verticais	Geodesia – Nivelamento	10
	Caudais drenados e infiltrado	Drenos de fundação	30
		Drenos da máscara	5
		Bicas totalizadores	8

5.6.2 Critério usado na medição da cota de água na albufeira

O nível de água na albufeira foi sempre medido, nesta barragem, em termos de altura de água, sendo depois essa medição convertida em cota altimétrica. A medição é feita relativamente à

soleira da descarga de fundo, que está à cota 1545,49 m. Na Tabela 5.2 apresentam-se as cotas correspondentes ao nível de pleno armazenamento da albufeira, nos diferentes períodos de exploração da barragem, assim como as alturas de água na albufeira para os níveis de pleno armazenamento.

Tabela 5.2 Cota correspondente ao nível de pleno armazenamento nos diferentes períodos de exploração da obra (LNEC,2017).

	Até ao verão de 1997	Após o verão de 1997
Cota, no referencial atual, correspondente à altura nula de água na albufeira	1546,49 m (cota da soleira da descarga de fundo)	
Cota, no referencial atual, da crista do descarregador de superfície (NPA)	1578,39 m (1,30 m acima da cota atual)	1577,09 m
Altura de água na albufeira no NPA	31,90 m	30,60 m

5.6.3 Observação de deslocamentos da estrutura

O sistema de observação por métodos de geodesia de posição, para determinação e deslocamentos horizontais e verticais da barragem, é constituído, respetivamente, por uma rede de triangulação e por uma linha de nivelamento (Figuras 5.17 e 5.18).

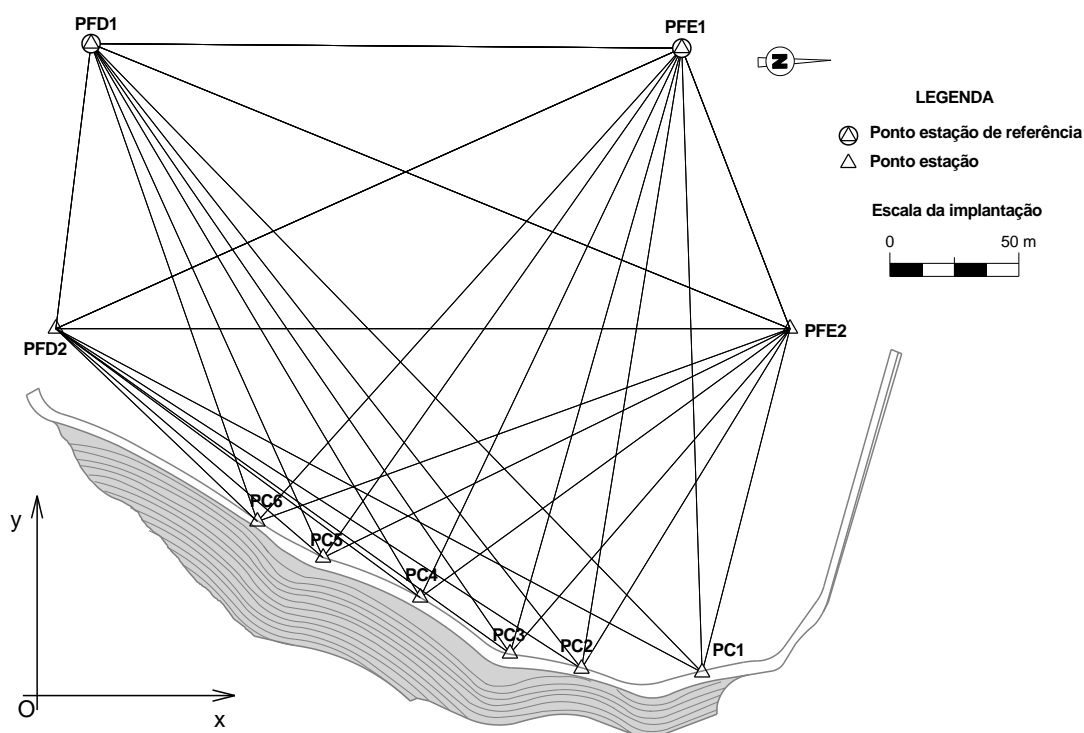


Figura 5.17 Configuração da rede de triangulação geodésica para determinação dos deslocamentos horizontais do coroamento da barragem (LNEC,2017).

A determinação dos deslocamentos horizontais é feita através de uma rede de triangulação (Figura 5.17), a montante da barragem, constituída por quatro pilares com peças de centragem do tipo Kern (PFE1 e PFE2, do lado da margem esquerda, e PFD1 e PFD2, do lado da margem direita), para estacionamento do equipamento de medição (pontos estação), e por seis pontos

objeto (PC1 a PC6), materializados por peças de centragem forçada de tipo Wild (pontos alvo), no topo da guarda sólida de montante do coroamento (Tabela 5.3 e Figura 5.17).

Tabela 5.3 Características dos pontos objetos da rede de observação planimétrica atual.

Designação	Código informático	Localização	Zona
PC1	1	Topo da guarda sólida do coroamento	Arco 2-3
PC2	2		Arco 3-4
PC3	3		Contraforte 4
PC4	4		Arco 4-5
PC5	5		Contraforte 5
PC6	6		Arco 5-6

O sistema de medição dos deslocamentos verticais é constituído por uma linha de nivelamento geométrico de precisão, formada por dez pontos objeto situados no piso do coroamento da barragem (MN0 a MN9), dois pontos fixos do lado da margem direita (NFD1 e NFD2) e, do lado da margem esquerda, três pontos fixos (NFE1 a NFE3) e três pontos de passagem (p2, p4 e PP1) (Tabela 5.4 e Figura 5.18).

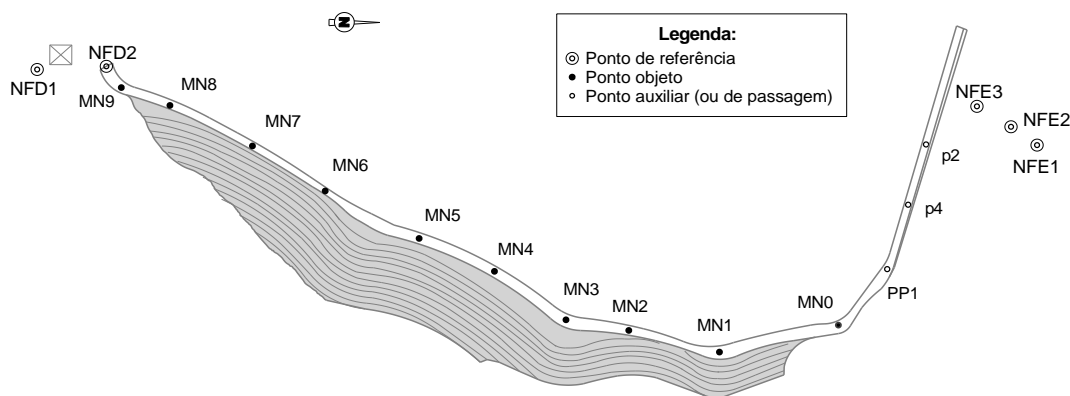


Figura 5.18 Configuração da linha de nivelamento geométrico do coroamento para determinação dos deslocamentos verticais da barragem (LNEC,2017).

Tabela 5.4 Características das marcas de nivelamento no coroamento.

Designação	Código informático	Localização	Zona
MN0	1	Coroamento (cota média de 1579,24 m)	Contraforte 2
MN1	2		Contraforte 3
MN2	3		Arco 3-4
MN3	4		Contraforte 4
MN4	5		Arco 4-5 (lado da ME)
MN5	6		Arco 4-5 (lado da MD)
MN6	7		Contraforte 5
MN7	8		Arco 5-6 (lado da ME)
MN8	9		Arco 5-6 (lado da MD)
MN9	10		Encontro da MD

5.6.4 Observação do comportamento hidráulico da barragem e fundação

A observação das subpressões na fundação é feita através de uma rede piezométrica, instalada a partir da galeria geral de drenagem, constituída por dez piezómetros com uma única câmara manométrica.

A medição dos níveis de água no interior do corpo da barragem é realizada através de oito piezómetros múltiplos de tubo aberto, nos degraus do paramento de jusante, dispostos em quatro perfis duplos, três no arco 4-5 e um no arco 5-6.

Os caudais drenados na fundação são medidos à saída dos trinta drenos que constituem a rede de drenagem, instalados na galeria geral de drenagem.

Os caudais drenados na membrana de impermeabilização são medidos à saída de cinco drenos, um localizado na galeria geral de drenagem e os restantes quatro a jusante da barragem.

Os caudais infiltrados pelo corpo da barragem são coletados em oito bicas totalizadoras, cinco delas à saída das galerias transversais das portas 3, 5, 6, 7 e 8.

Os instrumentos não fixos de medida são constituídos por um conjunto de medidas de capacidade e cronómetro, para avaliação de caudais, e uma sonda de medição de níveis freáticos.

(página deixada deliberadamente em branco)

6. Elaboração dos modelos de elementos finitos da barragem do Covão do Ferro

6.1 Considerações gerais

Para interpretar o comportamento estrutural da barragem Covão do Ferro ao longo do tempo utilizaram-se modelos baseados no MEF, um tridimensional da barragem e fundação e três planos das secções mais altas com medição de deslocamentos, que também consideraram a fundação. Esta abordagem de análise foi definida para permitir a comparação da resposta estrutural calculada pelos diferentes modelos, para se avaliar a sua adequabilidade no estudo do comportamento de barragens gravidade de alvenaria de planta poligonal.

A elaboração da malha tridimensional foi bastante complexa e morosa. As malhas planas foram elaboradas e afinadas em poucas semanas. O modelo tridimensional permitirá simular, de forma mais realista, o funcionamento da estrutura, podendo balizar a validade dos modelos planos, que são muito mais fáceis de construir.

Estabeleceu-se uma sequência de elaboração dos modelos por etapas sucessivas, que começou com a recolha de dados geométricos e topográficos e terminou com a geração das coordenadas dos pontos nodais das malhas e das incidências dos elementos finitos do tipo cubo. A Figura 6.1 apresenta, de forma sintética, as etapas que permitiram a elaboração dos modelos.

A geometria dos modelos foi obtida a partir da definição estrutural disponível, designadamente o perfil longitudinal planificado do paramento de montante e a planta da barragem (Desenhos 1 e 2 do Anexo III). Tentou-se respeitar, na medida do possível, a forma geométrica da barragem, tendo sido feita a representação do desenvolvimento em planta da estrutura e a topografia do local, com vista a garantir-se uma boa representação estrutural. Deve referir-se que a base de apoio da barragem, no seu trecho mais alto, é ligeiramente inclinada para jusante.

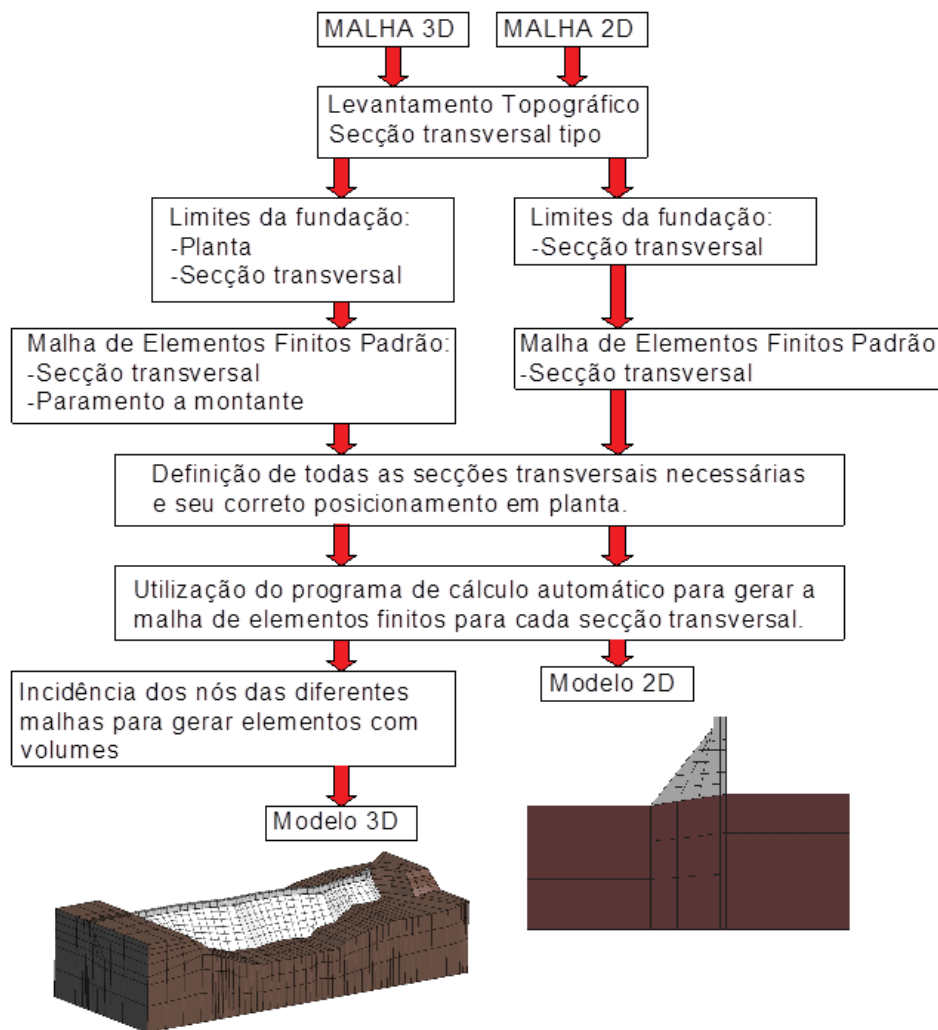


Figura 6.1 Etapas para a elaboração das malhas de elementos finitos.

6.1.1 Discretização tridimensional

O modelo de elementos finitos tridimensional foi elaborado a partir de um conjunto de malhas planas ou constituídas por três planos, que serão designadas, simplificadaamente, por malhas poligonais, definidas a partir da geometria da barragem e da sua fundação. As secções poligonais foram divididas em 4 grupos, em função das suas particularidades. As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam os diferentes tipos de malhas poligonais, designadas por fundação esquerda, fundação direita, barragem e de singularidade. As malhas planas permitiram a definição de elementos quadrangulares com quatro vértices e a malha bidimensional foi estabelecida a partir de sólidos com oito vértices.

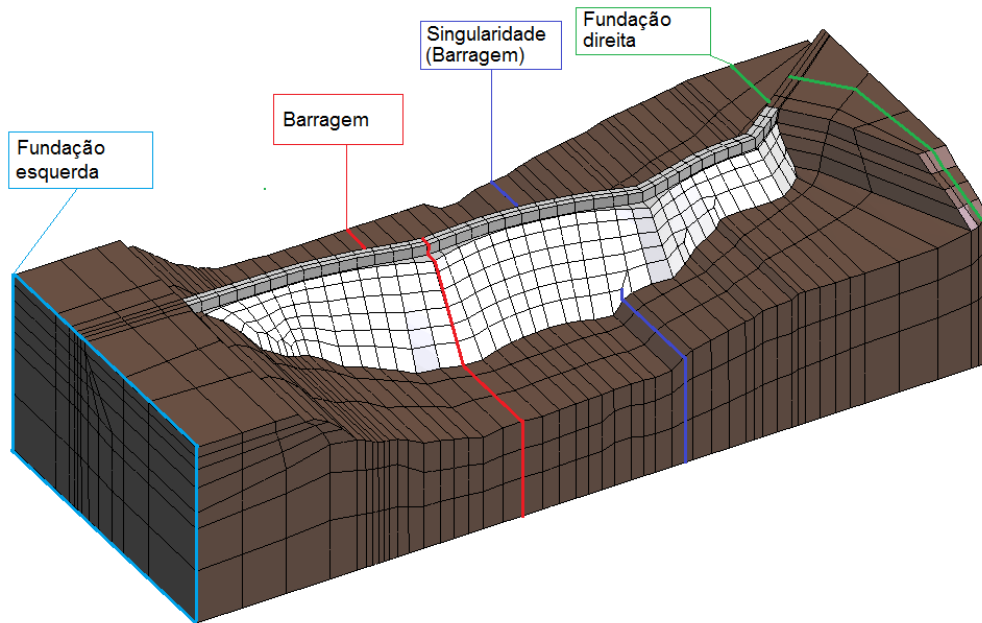


Figura 6.2 - Perspetiva de jusante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem, com indicação dos tipos de malhas planas auxiliares.

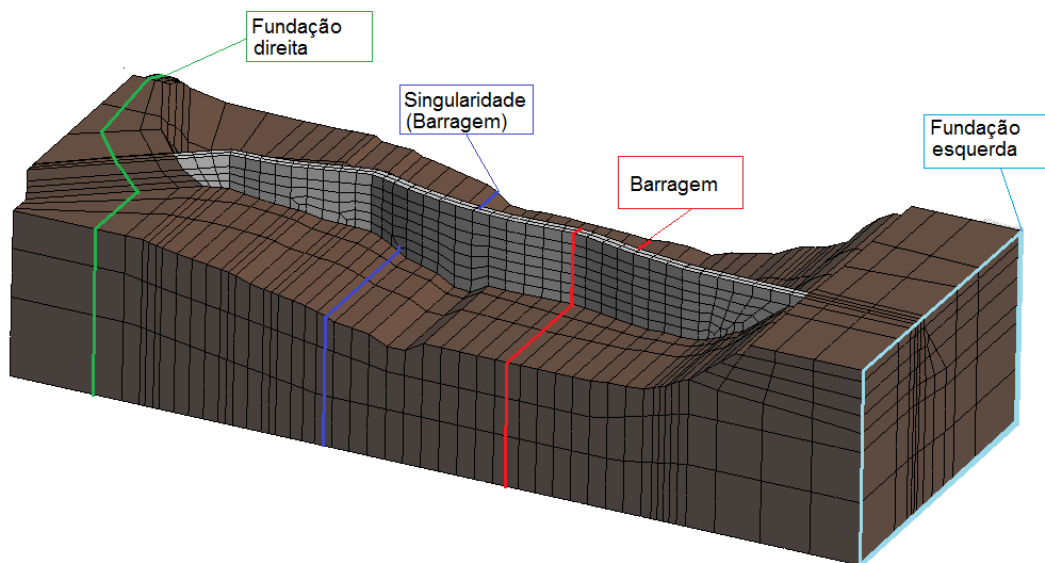


Figura.6.3 Perspetiva de montante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem, com indicação dos tipos de malhas planas auxiliares.

O modelo tridimensional tem duas zonas com propriedades distintas, correspondentes à estrutura da barragem e ao maciço rochoso de fundação. Para definir a geometria e as zonas de contato destas duas zonas utilizaram-se o perfil longitudinal planificado do paramento de montante e a planta da barragem (Desenhos 1 e 2 do Anexo III). A consideração do maciço rochoso de fundação no modelo destina-se à simulação do apoio elástico da estrutura na fundação, tendo-se considerado uma dimensão mínima de fundação em altura e largura, para além da barragem, de cerca de 1,5 a 2 vezes a altura da barragem, conforme está representado nas Figuras 6.4 e 6.5.

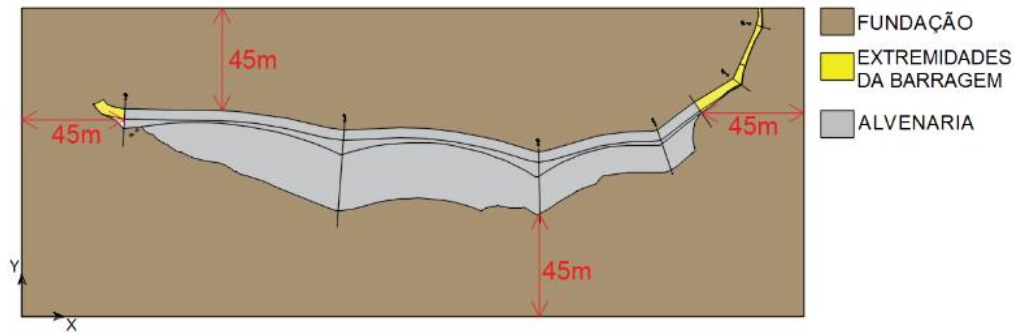


Figura 6.4 Limites e fronteiras da malha de elementos finitos em planta.

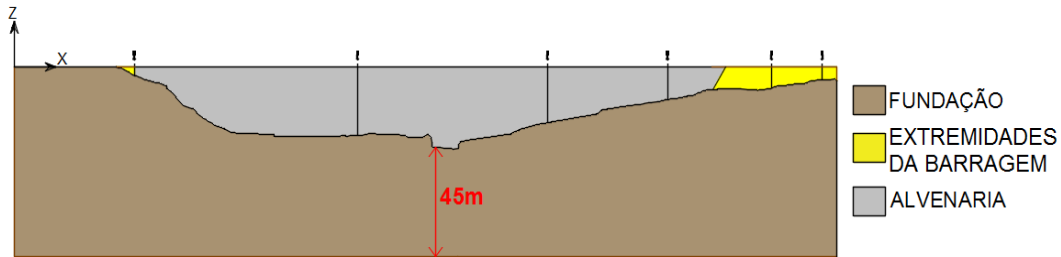


Figura 6.5 Limites e fronteiras da malha de elementos finitos em altura (vista de jusante).

As zonas representadas a amarelo nas Figuras 6.4 e 6.5, localizadas nas extremidades da barragem, correspondem a zonas salientes do maciço rochoso de fundação.

A malha tridimensional foi elaborada a partir de 51 malhas poligonais, correspondentes às secções definidas ao longo de todo o desenvolvimento longitudinal da barragem. Na Figura 6.6 representa-se a discretização em planta, que foi definida à partida, com o posicionamento e orientação das divisões consideradas no plano (x,y) . O espaçamento de discretização na barragem é de cerca de 9 m, que corresponde a cerca de duas vezes a dimensão média em altura dos elementos finitos. Nas extremidades do modelo, em zonas de representação do maciço rochoso de fundação, o espaçamento na discretização foi naturalmente aumentado, para evitar um aumento excessivo do número de graus de liberdade. Entretanto, para criar o modelo tridimensional, além da definição da discretização no plano (x,y) , foi necessário criar uma malha no plano (x,z) , como representado na Figura 6.7. A malha neste plano (x,z) foi elaborada para se adequar às variações de inclinação do relevo e garantir a regularidade e uniformização dos elementos que compõe a barragem.

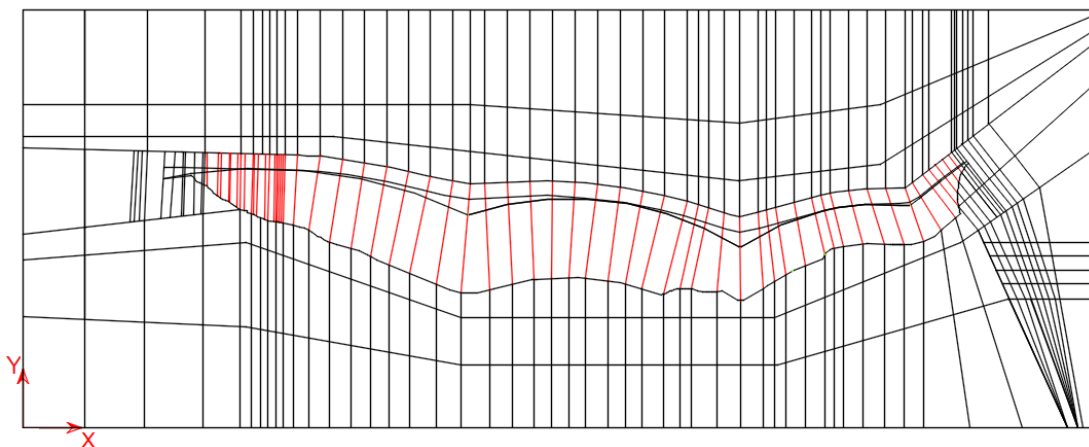


Figura 6.6 Posicionamento em planta das 51 secções usadas para a construção da malha tridimensional.

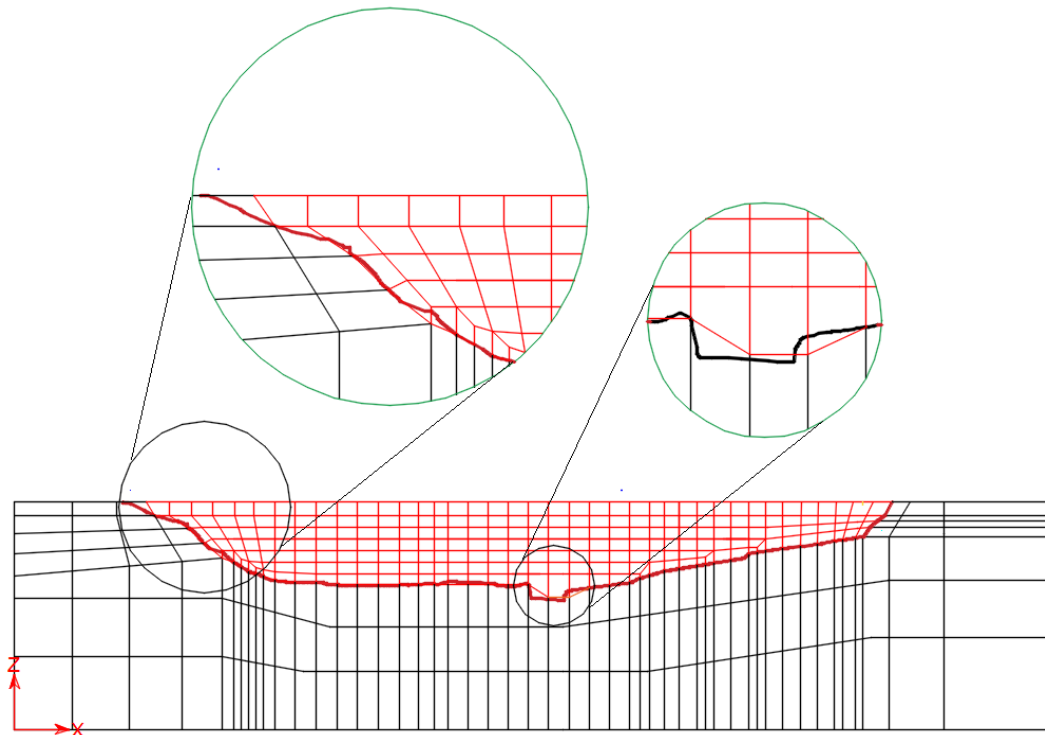


Figura 6.7 Discretização no perfil longitudinal planificado (vista de jusante com apresentação de alturas a montante).

Escolhidos o posicionamento das secções poligonais em planta (Figura 6.6) e a malha sobre o paramento de montante (Figura 6.7), foi possível definir a discretização na barragem e na fundação.

Devido à geometria da barragem, a altura, a plataforma horizontal de jusante junto ao coroamento, a inclinação do paramento de jusante, a espessura na base e a inclinação para jusante na base variam nos perfis poligonais das diferentes secções que compõe a malha de elementos finitos. Assim, as malhas auxiliares destas secções foram elaboradas para ter em consideração as referidas variáveis. A altura total da malha é fixa, mas a altura da barragem e da discretização da fundação são variáveis (Figura 6.8).

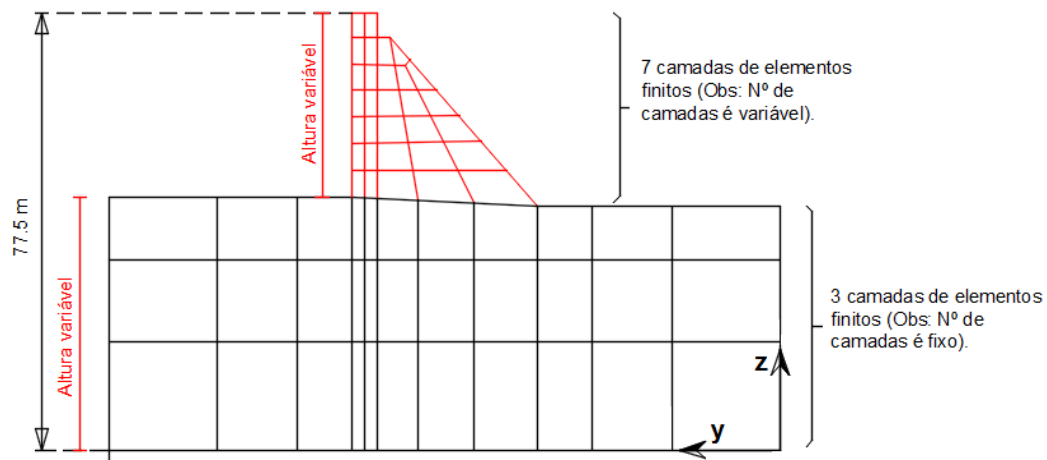


Figura 6.8 Exemplo de uma secção poligonal usada para a elaboração da malha de elementos finitos.

A escolha do número de camadas em altura de elementos finitos na barragem foi feita para garantir dimensões uniformes dos elementos, em altura, largura e comprimento. Assim, os trechos de maior altura da barragem foram discretizados em sete camadas de elementos e os trechos mais baixos têm apenas quatro camadas. Para fazer a transição entre camadas com diferente número de elementos em altura, foram utilizadas malhas singulares, definidas no plano (x, z) , como se mostra na Figura 6.9.

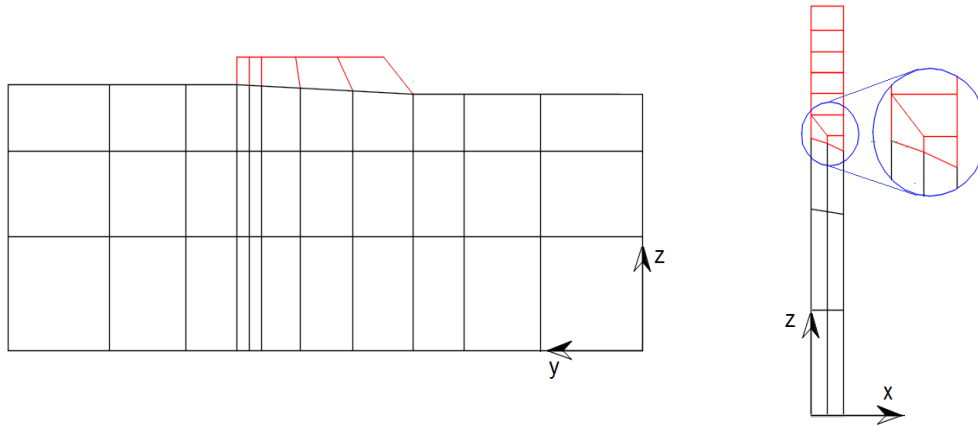


Figura 6.9 Fiada singular de elementos finitos na transição entre camadas com diferente número de elementos finitos em altura, na barragem.

Relativamente às secções que representam a fundação, têm-se que a malha da fundação do lado da margem direita (Figura 6.10) garante a coerência dos nós existentes dos paramentos no plano (y, z) .

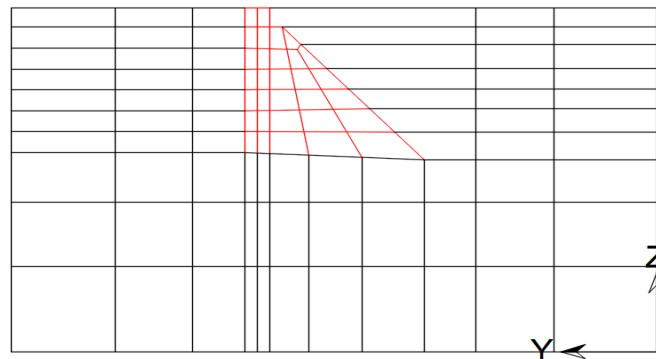


Figura 6.10 Representação da malha da fundação do lado da margem direita.

A malha da fundação do lado da margem esquerda (Figura 6.11) também garante a coerência dos nós localizados na face de montante, onde não há continuidade estrutural no plano (x, z) , e dos elementos e nós do lado de jusante, onde o maciço rochoso se prolonga até ao descarregador de cheias.

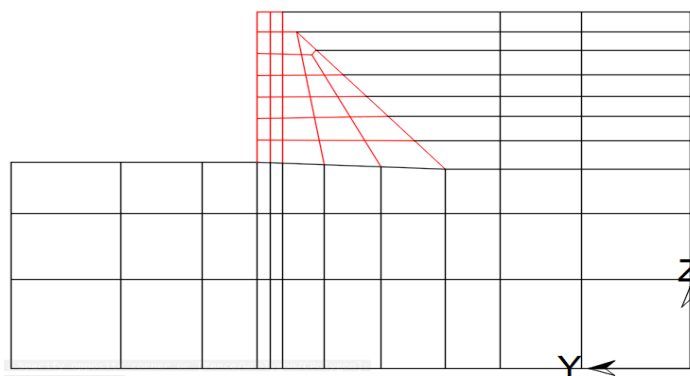


Figura 6.11 Representação da malha correspondente ao trecho da margem esquerda.

6.1.2 Algoritmo de cálculo das coordenadas dos vértices das malhas poligonais

Definidos os diferentes tipos de secções poligonais auxiliares para construção da malha tridimensional, através do traço em planta, procedeu-se, de seguida, à obtenção das coordenadas dos vértices, que estão localizados nas interseções dos segmentos de reta que formam as malhas (Figura 6.12). Com o auxílio do software WxMáxima desenvolveu-se um algoritmo para calcular as coordenadas (x,y,z) de todos os vértices das malhas poligonais no referencial global tridimensional.

As malhas da fundação direita, singularidade e fundação esquerda têm o número de nós fixos, entretanto as malhas da barragem possuem número variável de nós, que são função do número de camadas de elementos finitos da barragem. O número de nós de cada malha poligonal consta da Tabela 6.1

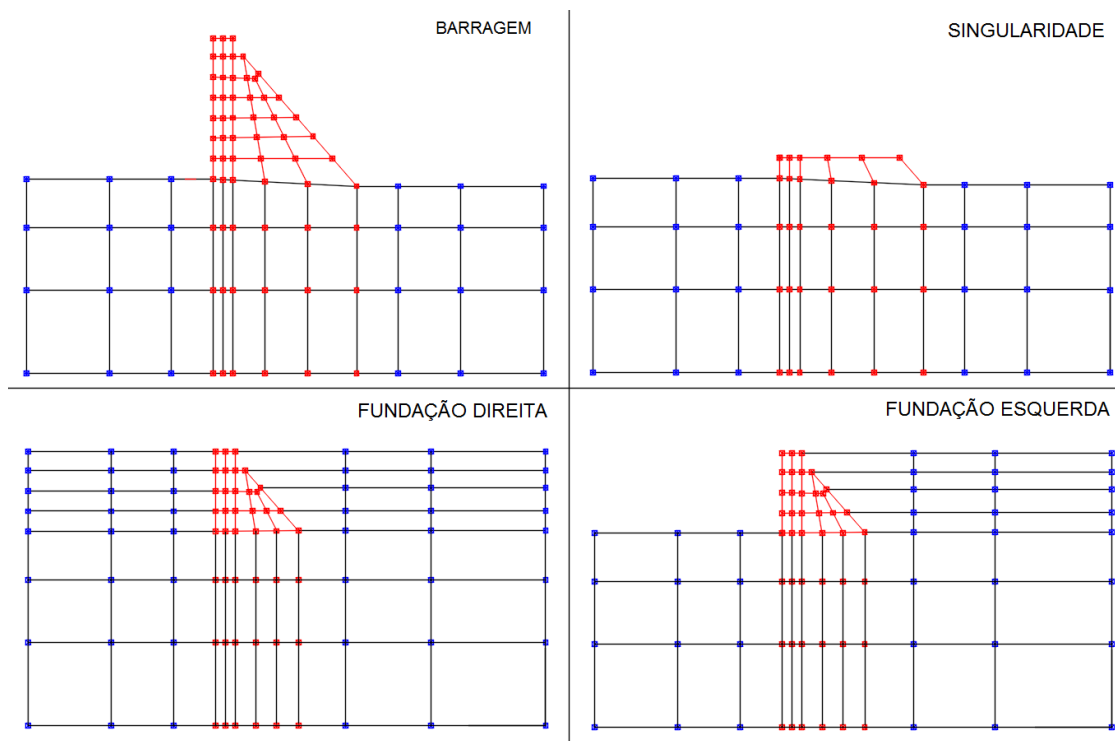


Figura 6.12 Distribuição dos nós para os diferentes tipos de malhas poligonais auxiliares.

Tabela 6.1 Características dos diferentes tipos de malhas poligonais auxiliares

Zona	Nº camadas em altura de elementos na barragem	Nº de nós
Barragem	4	103
Barragem	5	112
Barragem	6	115
Barragem	7	121
Singularidade	1	52
Fundação esquerda	4	79
Fundação direita	4	91

Para calcular as coordenadas dos vértices das malhas poligonais foi necessário definir alguns parâmetros iniciais, relativos à geometria das secções e ao tipo de malha a ser gerada (Figura 6.12).

Considere-se uma secção genérica da barragem para exemplificar a metodologia utilizada no algoritmo de cálculo das coordenadas dos vértices.

Dadas as coordenadas (y,z) dos pontos definidores da geometria (P1 a P6 na barragem e P6 a P9 na fundação), foram calculadas as coordenadas de todos os vértices, para a discretização representada na Figura 6.13. Nesta fase as coordenadas y correspondem às secções planificadas (Anexo IV).

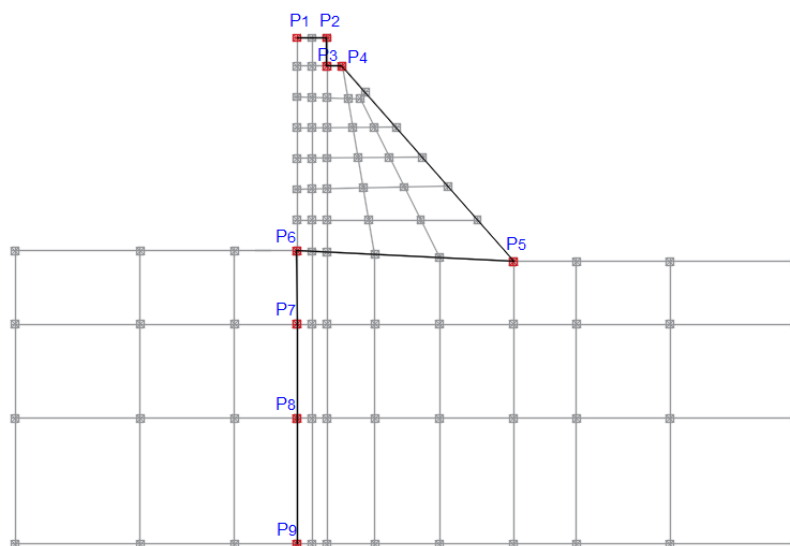


Figura 6.13 Pontos definidores da geometria das secções auxiliares e dos vértices da respetiva malha.

As cotas dos pontos P1 e P9 são fixas, tendo os valores de 1579,24 m e 1501,74 m, respetivamente, o que garante, como referido, uma altura constante de todas as malhas planas. Em cada secção os nós são numerados de forma sequencial, sendo o primeiro o que está localizado no canto superior esquerdo da malha e o último o que está no canto inferior direito. Os nós estão assim numerados da esquerda para a direita e de cima para baixo, possibilitando uma organização matricial das coordenadas (Figura 6.14).

Obs: Os valores das entradas da matriz M correspondetes a coordenada x são iguais à 0, pois se trata de uma malha planificada

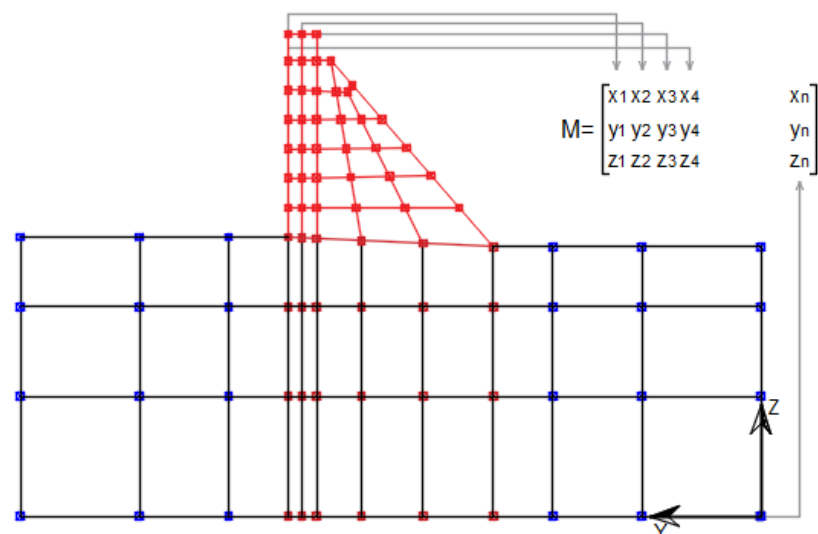


Figura 6.14 – Representação esquemática da inserção das coordenadas nodais na matriz M referentes a secção planifica.

Como nem todos os pontos nodais das secções auxiliares são colineares em planta (Figura 6.15), foi necessário corrigir as coordenadas (x,y) nas secções poligonais. Para tal foram definidas direções de referência (Figura 6.15a) para conjuntos de pontos que compõe a malha planificada gerada anteriormente (zonas 1 a 3), a partir das quais foram calculadas as coordenadas certas.

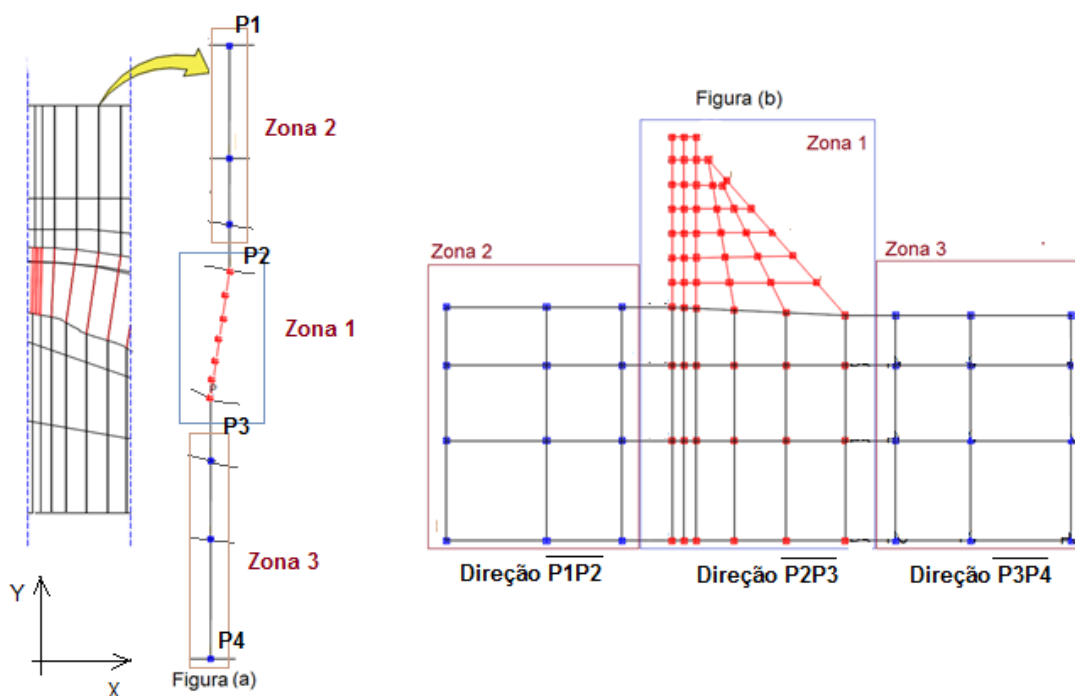


Figura 6.15 Direções em planta consideradas para o cálculo das coordenadas (x,y) dos vértices.

Aplicando a correção de coordenadas em todas as secções, obtiveram-se as coordenadas (x,y,z) de todos os vértices do modelo (Figura 6.16).

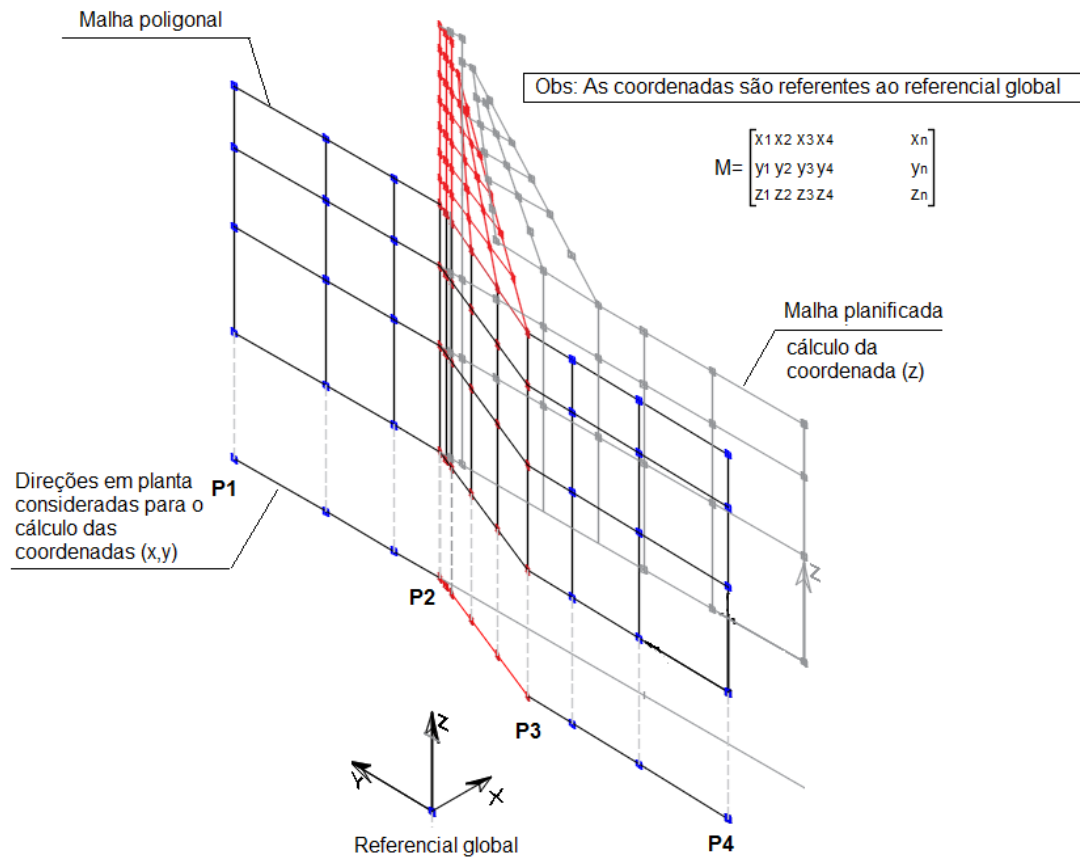


Figura 6.16 – Representação esquemática das projeções utilizadas para o cálculo das coordenadas (x,y,z) dos vértices.

6.1.3 Construção do modelo tridimensional de elementos finitos

Para criar os elementos finitos de volume foi necessário fazer a junção dos nós das malhas definidas anteriormente. Cada elemento de volume é composto por oito nós, localizados nos vértices. As incidências foram padronizadas, considerando a ordem definida pelo software GiD (Figura 6.17)(GiD, 2013).

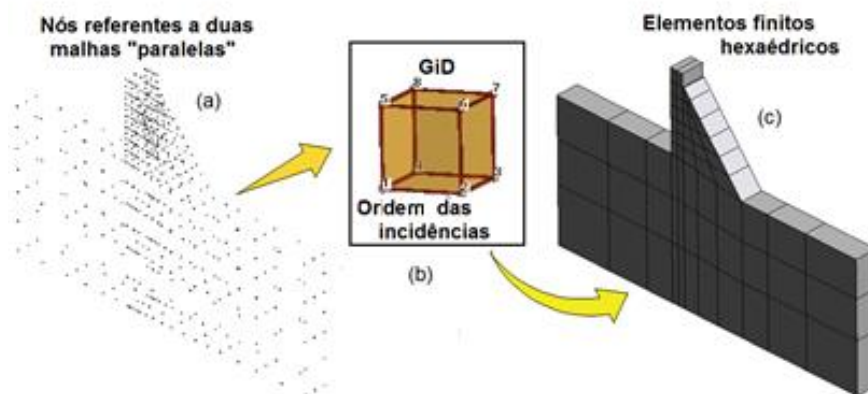


Figura 6.17 Junção dos nós de duas malhas de perfis consecutivos.

A junção foi feita para todos os perfis, resultando o modelo tridimensional do conjunto barragem-fundação do Covão do Ferro (Figuras 6.18 e 6.19).

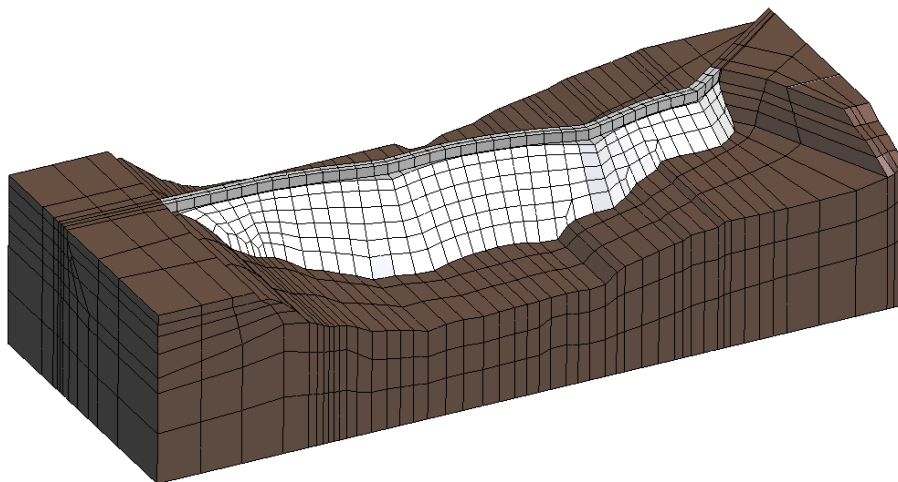


Figura 6.18 Perspectiva de jusante da malha tridimensional de elementos finitos.

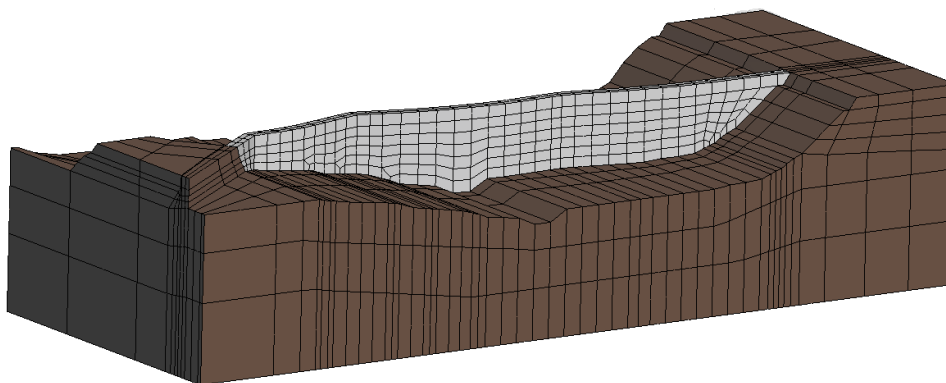


Figura 6.19 Perspectiva de montante da malha tridimensional de elementos finitos.

O passo seguinte foi a geração dos pontos nodais a meio das arestas, que foi feito com o software GiD, passando os elementos a ser definidos por 20 pontos nodais, 8 localizados nos vértices e 12 a meio das arestas (Figura 6.20).

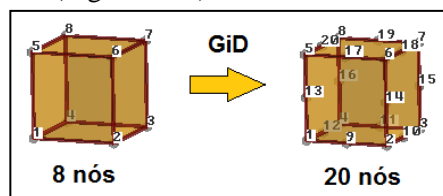


Figura 6.20 Geração dos pontos nodais a meio das arestas com o software GiD

A malha tridimensional de elementos finitos do conjunto barragem-fundação do Covão do Ferro tem 14585 pontos nodais e 2879 elementos finitos, sendo que as malhas da estrutura de alvenaria e da fundação têm 1020 e 1859 elementos finitos, respetivamente.

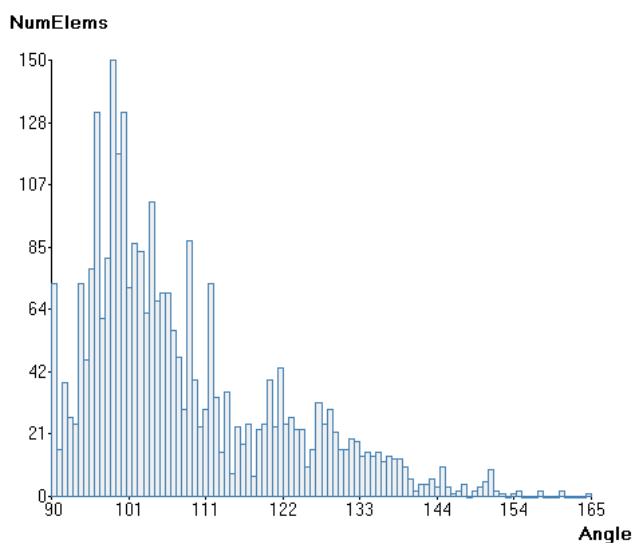
6.1.4 Testes da qualidade da malha de elementos finitos

O software GiD, além de permitir a visualização gráfica dos modelos e dos resultados do cálculo estrutural, permite também avaliar a qualidade da malha de elementos finitos. Esta avaliação qualitativa é feita segundo três critérios, nomeadamente os relativos ao maior ângulo

entre arestas, à qualidade da forma e ao jacobiano mínimo. Os resultados obtidos apresentam-se de seguida (GiD, 2013).

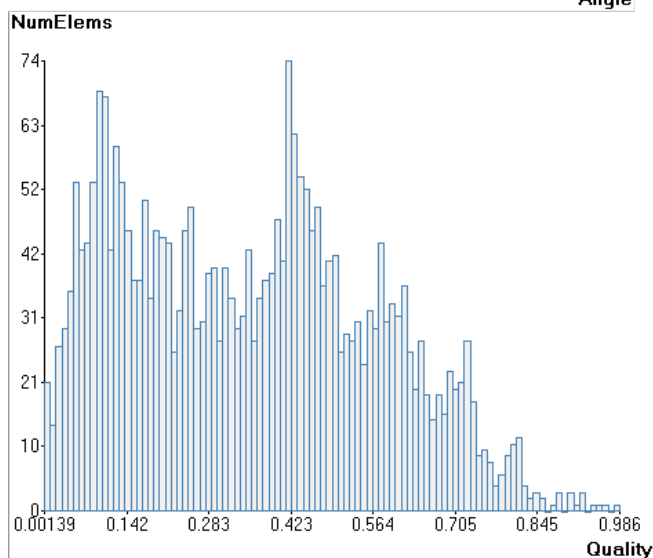
Crítério do maior ângulo:

Corresponde ao maior ângulo entre arestas dos elementos (os ângulos internos devem ser menores que 180°). Pode notar-se que há um grande número de elementos com ângulos próximos de 90° , sendo o maior ângulo de 165° .



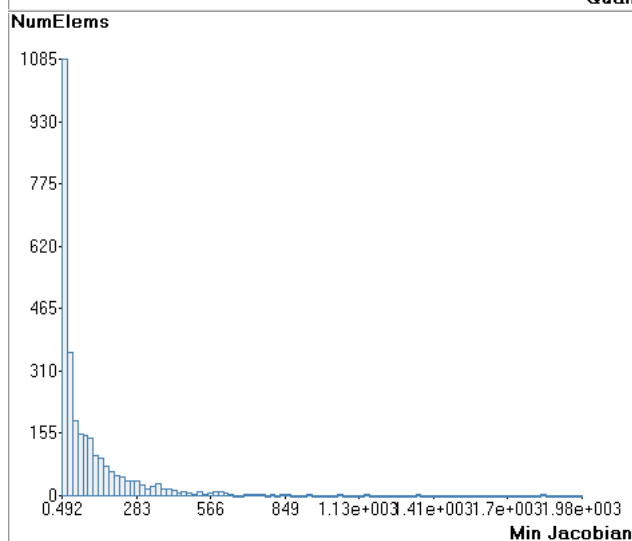
Qualidade da forma

Este critério de qualidade mede a semelhança dos elementos relativamente a uma forma cúbica, considerada de referência. O valor é 1 para um elemento cúbico e diminui à medida que a forma se afasta da tipologia de referência. Um valor negativo significa que o elemento tem um jacobiano negativo. Os resultados refletem o facto de a maior parte dos elementos terem uma forma paralelepípedica.



Jacobiano mínimo

Este critério refere-se ao valor do jacobiano mínimo entre os calculados em cada ponto de Gauss dos elementos. Os resultados mostram que a malha de elementos finitos não tem elementos com jacobianos negativos.



6.1.5 Condições de apoio

A verificação dos critérios de qualidade da malha de elementos finitos permite considerá-la apta para ser usada na análise estrutural da barragem, bastando para tal considerar as condições de apoio nas fronteiras.

Atendendo às dimensões do maciço rochoso de fundação representadas no modelo, foram considerados apoios verticais em todos os pontos nodais do plano horizontal inferior da malha e apoios normais às faces laterais nos pontos nodais dessas faces.

6.1.6 Comparação visual da malha de elementos finitos e da obra real

Nas Figuras 6.21 e 6.22 apresentam-se comparações visuais da obra real e da sua malha tridimensional de elementos finitos.

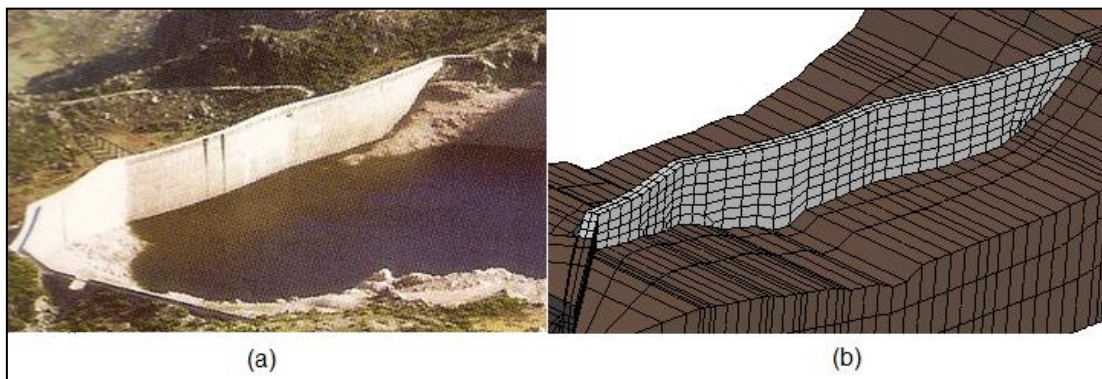


Figura 6.21 Comparação das vistas de montante da barragem Covão do Ferro (a) e da sua malha tridimensional de elementos finitos (b).

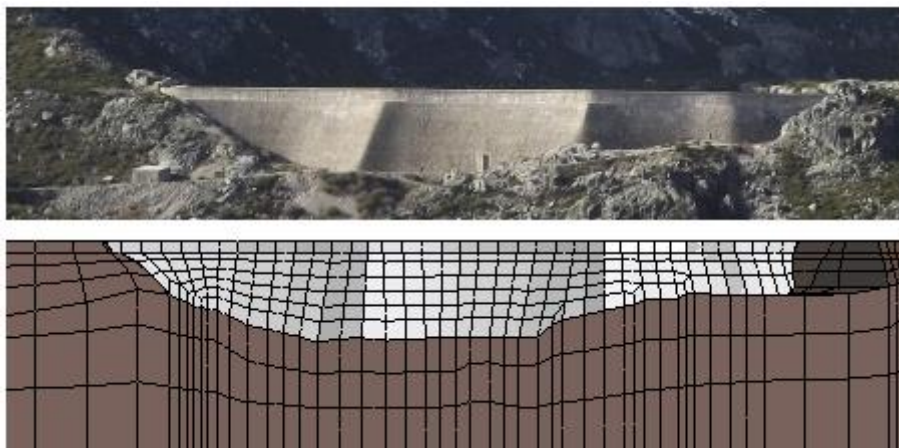


Figura 6.22 Comparação das vistas de jusante da barragem Covão do Ferro (a) e da sua malha tridimensional de elementos finitos (b).

6.2 Modelos planos de elementos finitos

Foram elaborados modelos planos de três secções, na zona mais alta da barragem, próximas dos pontos onde são monitorizados deslocamentos horizontais e verticais. Estas secções, numeradas de 1 a 3 e representadas na Figura 6.23, estão localizadas junto aos pontos PC6-CB7, PC5-CB6 e PC4-CB4/5, respetivamente.

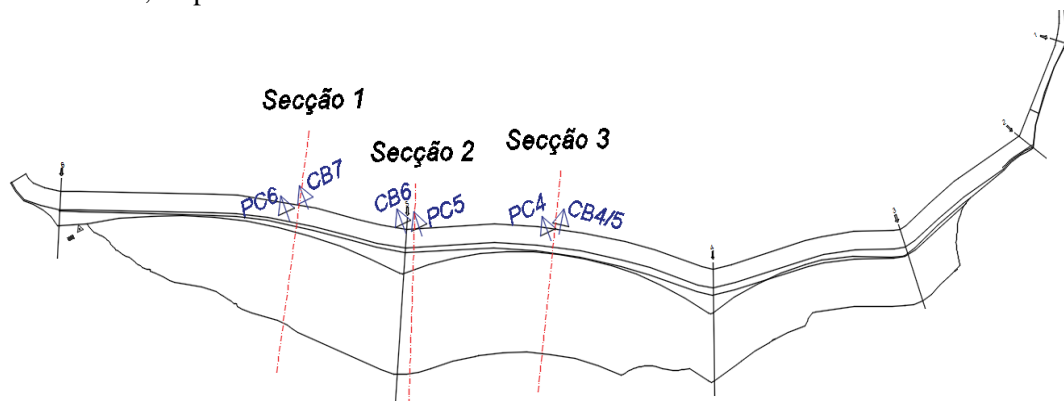


Figura 6.23 Localização em planta das secções transversais representadas nos modelos planos, localizadas próximas dos pontos de observação de deslocamentos.

As três secções transversais localizam-se junto ao contraforte 5 e nos arcos 4-5 e 6-5, sendo as que apresentam, naturalmente, os maiores deslocamentos observados. Os pontos PC6, PC5 e PC4 foram instalados após a reabilitação de 2004/2006 e os pontos CB7, CB6 e CB4/5 eram os pontos de observação utilizados antes da reabilitação.

Devido à facilidade de utilização do programa de elementos finitos tridimensionais, o comportamento das secções em estado plano de deformação foi simulado utilizando malhas tridimensionais compostas por fiadas de elementos finitos de 20 pontos nodais na direção montante-jusante, com as condições de apoio representadas na Figura 6.24.

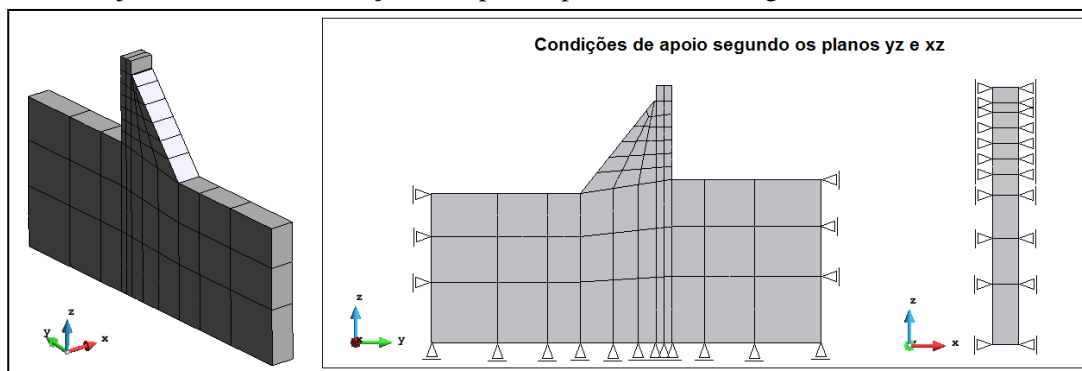


Figura 6.24 Malha considerada para representar o comportamento em estado plano de deformação de um perfil transversal da barragem, com as condições de apoios correspondentes.

Na Figura 6.25 estão representadas as malhas de elementos finitos das três secções transversais consideradas na análise estrutural.

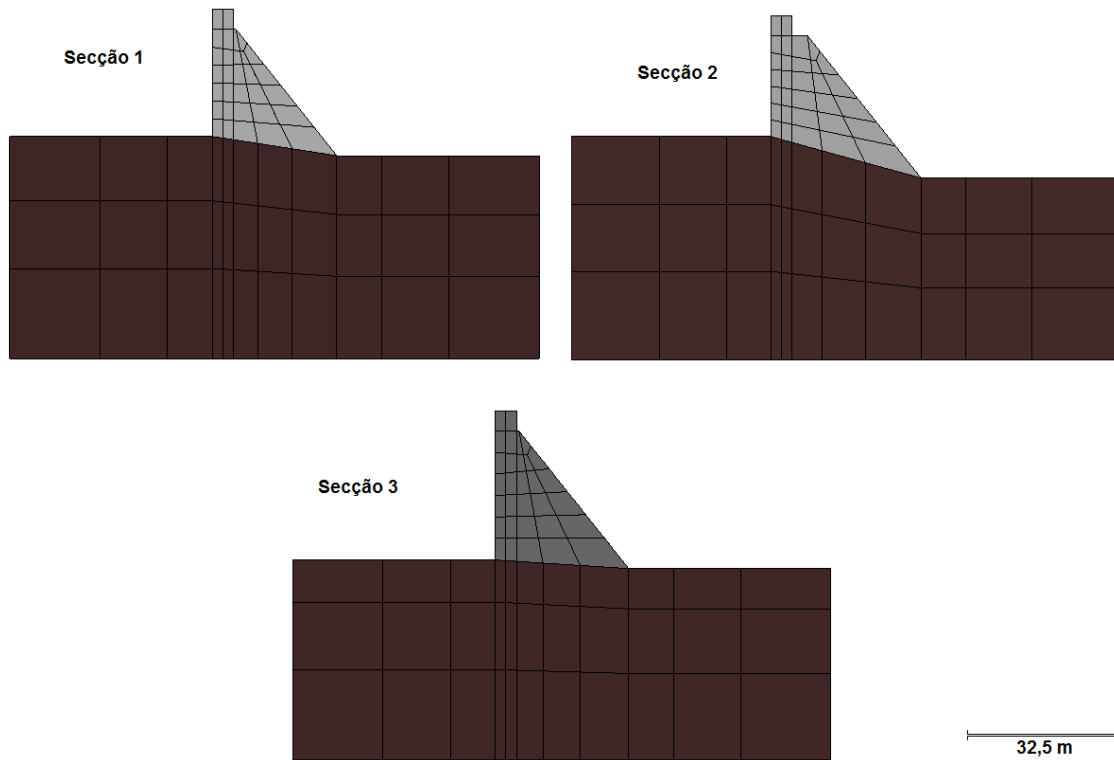


Figura 6.25 Representação das malhas de elementos finitos das três secções transversais consideradas na análise estrutural.

(página deixada deliberadamente em branco)

7. Interpretação do comportamento observado da barragem do Covão do Ferro

7.1.1 Considerações gerais

A variação de deslocamentos de uma barragem de alvenaria em exploração é devida, essencialmente, aos efeitos da pressão hidrostática, das variações anuais de temperatura no ar e na água, e à degradação do seu corpo, que se dá predominantemente na faixa de montante devido à lixiviação das argamassas provocada pelas infiltrações da água da albufeira (Figura 7.1).

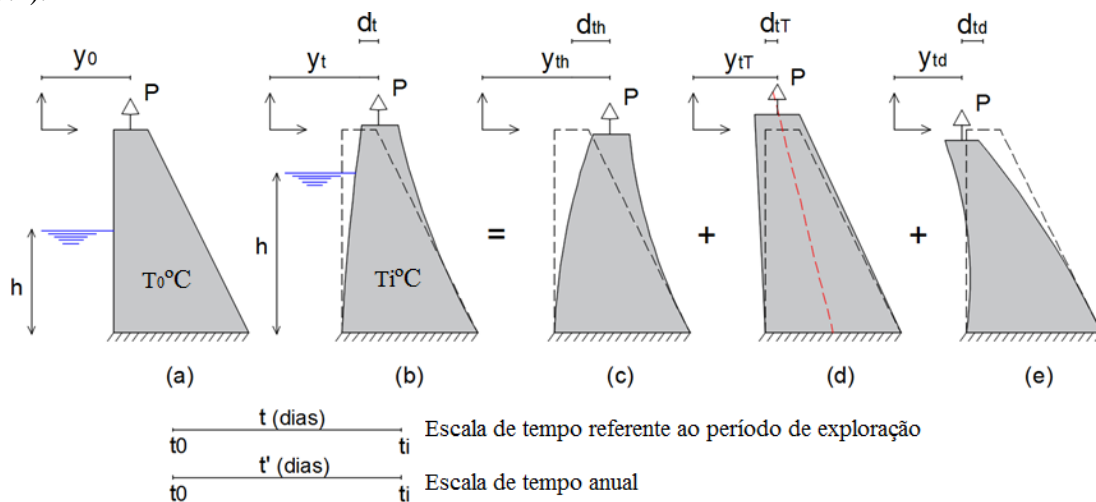


Figura 7.1 Representação esquemática dos deslocamentos de uma barragem. a) Época de referência; b) Época i (resposta observada, $y_t = y_0 + d_t$); c) Deslocamento devido a pressão hidrostática ($y_{th} = y_0 + d_{th}$); d) Deslocamento devido a variação de temperatura positiva ($y_{tT} = y_0 + d_{tT}$); e) Deslocamento devido a degradação da estrutura ($y_{td} = y_0 + d_{td}$)

Na análise e interpretação do comportamento das barragens importa avaliar a contribuição das diferentes ações nos efeitos observados. Os métodos de interpretação quantitativa constituem as técnicas numéricas mais utilizadas, em engenharia de barragens, para realizar tal separação.

7.1.2 Generalidades sobre os métodos de interpretação quantitativa

A individualização dos efeitos observados devidos às principais ações na resposta observada das estruturas pode ser realizada utilizando técnicas de interpretação quantitativa, as quais se baseiam em relações semi-empíricas entre os efeitos observados e as principais solicitações. Neste tipo de abordagem assumem-se, em regra, as seguintes hipóteses (LNEC, 2014a):

- i. O comportamento da barragem, para as ações da água e para as variações sazonais de temperatura, é reversível.
- ii. Todos os efeitos não reversíveis são função da variável do tempo.
- iii. Os valores observados são a soma das parcelas reversível e não reversível.

Para uma época de observação j considera-se uma expressão genérica do tipo,

$$E_j(h, t', t) = E_h(h_j) + E_T(t'_j) + E_t(t_j) + K_o + r_j \quad (7.1)$$

onde $E_j(h, t', t)$ representa a resposta observada na época j , sendo que h é a diferença entre os níveis da água a montante e a jusante, t' é o tempo (em dias) contado desde o início do ano corrente, t é o tempo, também em dias, contabilizado desde o início do processo em análise, E_T representa o efeito térmico, E_t é o efeito do tempo, K_o é uma constante, que depende do valor dos efeitos E_h , E_T e E_t na época inicial, e r_j é um resíduo (diferença entre o valor observado e o valor calculado).

Para representar o efeito da pressão hidrostática $E_h(h)$ é usual considerar uma função polinomial. Os efeitos das variações anuais de temperatura $E_T(t')$ são normalmente simulados por uma função sinusoidal de período anual e os efeitos do tempo $E_t(t)$, que incluem os efeitos de deterioração da barragem ao longo do tempo t , podem ser representados por um polinómio e/ou por uma função logarítmica, sendo t_p e t_f parâmetros pré-definidos. Pode-se assim escrever $E_h(h)$, $E_T(t')$ e $E_t(t)$ nas formas,

$$E_h(h) = \sum_{i=1}^n a_i h^i \quad (7.2)$$

$$E_T(t') = b_1 \cos \frac{2\pi t'}{365} + b_2 \sin \frac{2\pi t'}{365} = b_1 \cos \theta + b_2 \sin \theta \quad (7.3)$$

$$E_t(t) = \sum_{i=1}^m c_i (t - t_p)^i + d_1 \cdot \log \left((t - t_f) + \frac{1}{(t_p - t_f)} \right) \quad (7.4)$$

em que n e m correspondem ao grau dos polinómios relativos aos efeitos da variação do nível de água e do tempo, respetivamente.

Os coeficientes a_i , b_1 , b_2 , c_i e d_1 podem ser calculados por regressão linear através do método dos mínimos quadrados, minimizando a soma quadrática dos resíduos, o que garante uma solução única para o problema. De facto, o vetor dos resíduos está associado à incerteza associada às grandezas, à falta de fidelidade da relação funcional, à redundância devida ao número de épocas de observação exceder o número de parâmetros a determinar e a erros de leitura. Admitindo que os resíduos r_j têm uma distribuição normal, ela será caracterizada por um valor médio nulo e por uma dispersão $\bar{\sigma}^2$, sendo $\bar{\sigma}$ o desvio padrão.

Este tipo de formulação permite, em geral, uma separação aceitável dos efeitos elásticos da pressão hidrostática se o nível da água na albufera apresentar pequenas variações e se não houver outros efeitos importantes com evolução no tempo.

Os coeficientes das funções representativas dos efeitos observados são utilizados para a interpretação do comportamento observados e podem ser usados na interna previsão do comportamento futuro da obra, desde que na sua determinação tenha sido considerado um número suficiente de observações, num período suficientemente longo e com intervalos grandes de variação das diferentes variáveis. A probabilidade de um valor observado à “posteriori” E_i estar contido em faixas de tolerância, ou limites de validação das variáveis de valor $k\bar{\sigma}$

($k=2,3,\dots$) em torno do valor previsto E_p , pode ser obtida numa tabela de distribuição normal, segundo determinados critérios, aos quais correspondem diferentes níveis de alerta, nomeadamente:

- se o valor observado E_i estiver contido na faixa definida por $E_p \pm 2\bar{\sigma}$, isto é, se $E_p - 2\bar{\sigma} < E_i < E_p + 2\bar{\sigma}$, é considerado normal (probabilidade $P=0,954$), nada havendo a assinalar.
- se o valor observado estiver contido na faixa definida por $E_p \pm 3\bar{\sigma}$ ($P=0,997$), suscita ligeiras dúvidas, mas é ainda aceitável.
- se $3\bar{\sigma} < |E_p - E_i| < 5\bar{\sigma}$, as dúvidas em relação ao valor observado começam a ser muito grandes e o grau de aceitabilidade reduzido, impondo-se uma análise cuidada da situação.
- Se $|E_p - E_i| > 5\bar{\sigma}$, ($P=0,999$), o valor observado é considerado fora do normal, exigindo uma análise imediata da situação.

7.1.3 Funções consideradas na interpretação quantitativa dos deslocamentos observados

Na barragem do Covão do Ferro o nível da água na albufeira apresentou variações no tempo com valores máximos nos esvaziamentos e reenchimentos ocorridos. Apresentam-se, de seguida, as funções consideradas para representar os feitos das diferentes ações sobre a barragem.

- Um polinómio com o termo do quarto grau, para representar a linha de influência dos efeitos do nível de água.

$$E_h(h) = a_4 h^4 \quad (7.5)$$

- A soma de duas funções sinusoidais, um seno e outro cosseno de período anual, para representar o efeito das variações térmicas.

$$E_T(t') = b_1 \cos \frac{2\pi t'}{365} + b_2 \sin \frac{2\pi t'}{365} = b_1 \cos \theta + b_2 \sin \theta \quad (7.6)$$

- Um polinómio do primeiro grau, para representar os efeitos do tempo, essencialmente associados à degradação das alvenarias da estrutura.

$$E_t(t) = c_1 \cdot (t - t_p) \quad (7.7)$$

Considerou-se ainda que:

- A altura de água a montante é calculada relativamente à cota da soleira da descarga de fundo (1546,49 m).
- O início da escala do tempo coincide com as datas das primeiras campanhas de observação nos períodos em análise 1987/1993 e 2006/2016.

7.1.4 Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos observados

O tratamento quantitativo dos dados de observação foi feito relativamente aos deslocamentos observados nos pontos PC6-CB7, PC5-CB6 e PC4- CB4/5, pois são os pontos com maiores deslocamentos observados.

Considerando as funções de aproximação apresentadas, com os dados coletados nas campanhas de observação dos deslocamentos da barragem, foi realizada a interpretação quantitativa desses deslocamentos, usando um programa de cálculo automático desenvolvido no LNEC (LNEC, 2014b). Os resultados são apresentados no Anexo V. Na Tabela 7.1 apresentam-se os resultados

daa interpretação quantitativa dos deslocamentos montante/jusante e radiais observados por métodos geodésicos (positivos para montante) e na Tabela 7.2 são apresentados os resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados (positivos para cima).

Tabela 7.1 Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos horizontais observados

Ponto de observação (alvo) e direção	Efeitos	Período de 1987 a 1992	Período posterior a 2006
CB4/5 (rede de 1987/1992): deslocamento montante-jusante	Nível à cota do coroamento	-11,8 mm	-7,3 mm
PC4 (rede de 2006/2016): deslocamento radial	Amplitude térmica anual	±3,4 mm	±3,2 mm
	Irreversíveis no tempo	5,5 mm (em 6 anos)	2,1 mm (em 9 anos)
CB6 (rede de 1987/1992): deslocamento montante-jusante	Nível à cota do coroamento	-10,3 mm	-6,0 mm
PC5 (rede de 2006/2016): deslocamento radial	Amplitude térmica anual	±3,0mm	±2,1 mm
	Irreversíveis no tempo	7,2 mm (em 6 anos)	0,8 mm (em 9 anos)
CB7 (rede de 1987/1992): deslocamento montante-jusante	Nível à cota do coroamento	-13,0 mm	-6,5 mm
PC6 (rede de 2006/2016): deslocamento radial	Amplitude térmica anual	±3,7 mm	±3,4 mm
	Irreversíveis no tempo	8,3 mm (em 6 anos)	2,2 mm (em 9 anos)

Tabela 7.2 Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados

Ponto de observação (alvo) e direção	Efeitos	Período de 1987 a 1992	Período posterior a 2006
MN4 (próximo de PC4-CB4/5)	Nível à cota do coroamento	1,6 mm	-0,3 mm
	Amplitude térmica anual	±0,9 mm	±0,9 mm
	Irreversíveis no tempo	-3,8 mm (em 6 anos)	-0,6 mm (em 9 anos)
MN5 (próximo de PC5-CB6)	Nível à cota do coroamento	1,9 mm	0,2 mm
	Amplitude térmica anual	±1,1 mm	±0,8 mm
	Irreversíveis no tempo	-3,9 mm (em 6 anos)	-0,9 mm (em 9 anos)
MN6 (próximo de PC6-CB7)	Nível à cota do coroamento	1,0 mm	-0,2 mm
	Amplitude térmica anual	±1,1 mm	±0,9 mm
	Irreversíveis no tempo	-4,0 mm (em 6 anos)	-0,5 mm (em 9 anos)

A localização dos pontos de observação dos deslocamentos horizontais não é a mesma dos pontos de observação dos deslocamentos verticais (Figuras 5.17 e 5.18), mas os pontos são próximos, pelo que se considerará, simplificadamente, que ocorrem na mesma secção.

7.1.5 Caudais infiltrados pelo corpo da barragem

Como referido, as barragens de alvenaria sofrem uma deterioração progressiva da sua estrutura devido à percolação de água infiltrada pelo seu corpo, provocando a lixiviação das argamassas. Para evitar a deterioração e a perda de rigidez e resistência mecânica destas estruturas devido a este fenómeno, são feitas periodicamente beneficiações e mesmo reabilitações estruturais, com o principal objetivo de recuperar as propriedades estruturais e evitar as infiltrações da água.

Nas Figuras 7.2 e 7.3 apresentam-se as variações dos níveis da água na albufeira e dos caudais infiltrados pelo corpo da barragem nos períodos de 1987/1993 e de 2006/2016, respetivamente. Na Figura 7.4 apresenta-se a variação dos caudais infiltrados com o nível da água na albufeira, para os dois períodos em apreço.

Deve referir-se, em primeiro lugar, que os caudais infiltrados pelo corpo da barragem são praticamente proporcionais ao nível da água na albufeira. Por outro lado, o valor médio dos caudais infiltrados no período de 1987/1993 é superior a 500 l/min, ao passo que após as obras de reabilitação de 2004/2006 esse valor desceu para cerca de 120 l/min (Figuras 7.2 e 7.3).

Para os níveis máximos da albufeira, as regressões exponenciais apresentadas na Figura 7.4 indicam que no período de 1987/1993 os caudais infiltrados pelo corpo da barragem atingiam cerca de 1500 l/min, sendo que no período de 2006/2016 esses valores são de cerca de 700 l/min. Contudo, este último valor é influenciado pelos caudais dos drenos do lado da margem esquerda da membrana de impermeabilização do paramento de montante, que também coletam águas provenientes do afloramento rochoso aí existente.

Pode concluir-se que, deste ponto de vista, os trabalhos de reabilitação de 2004/2006, no que toca à consolidação do corpo da barragem e à instalação da membrana de impermeabilização, foram eficazes.

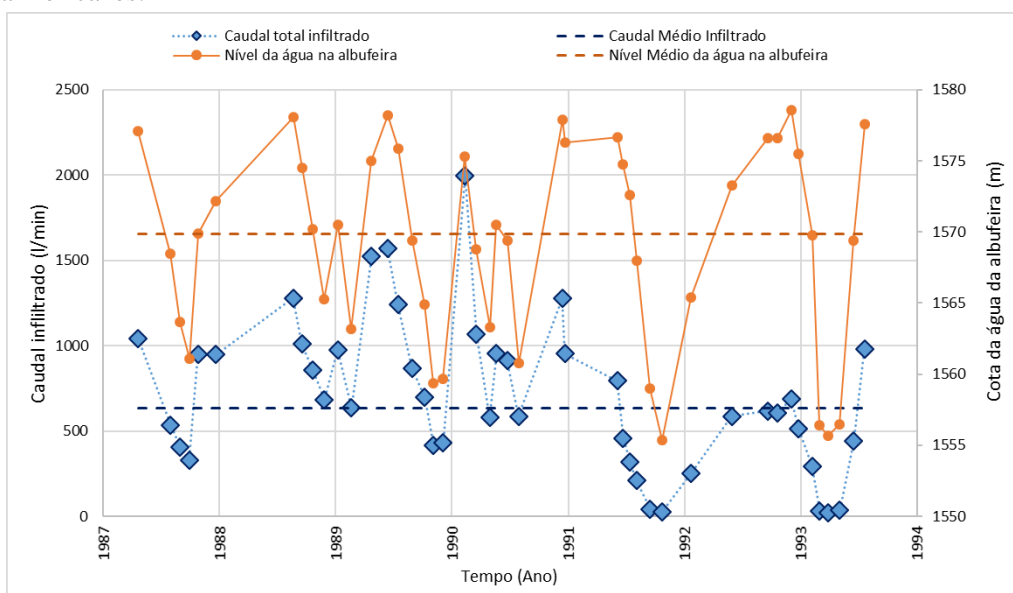


Figura 7.2 Variações do caudal infiltrado pelo corpo da barragem e do nível da água da albufeira no período de 1987 a 1993.

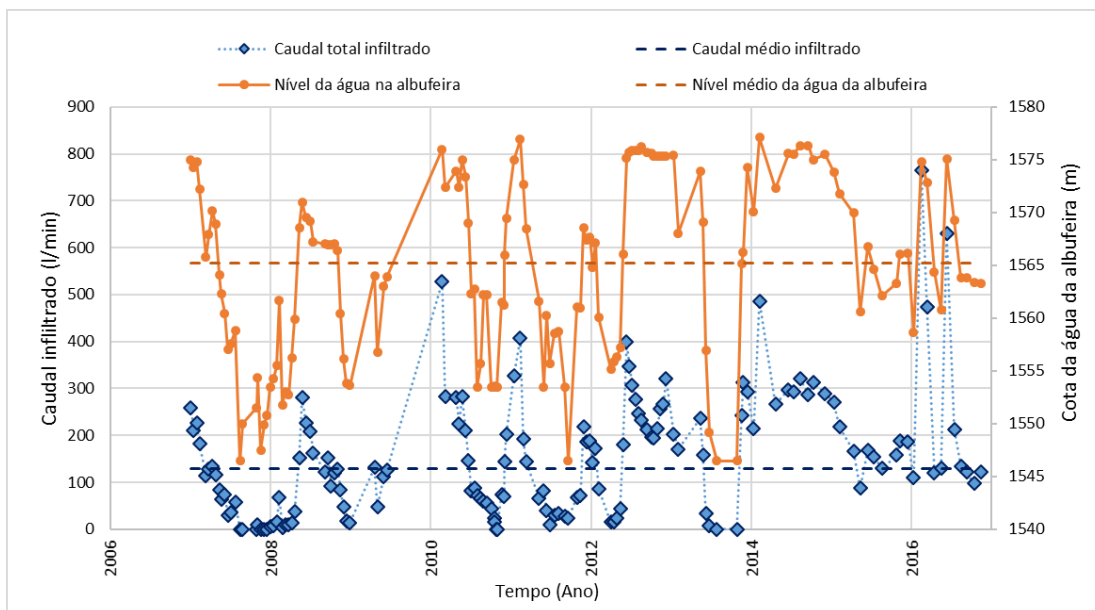


Figura 7.3 Variações do caudal infiltrado pelo corpo da barragem e do nível da água da albufeira no período de 2006 a 2016.

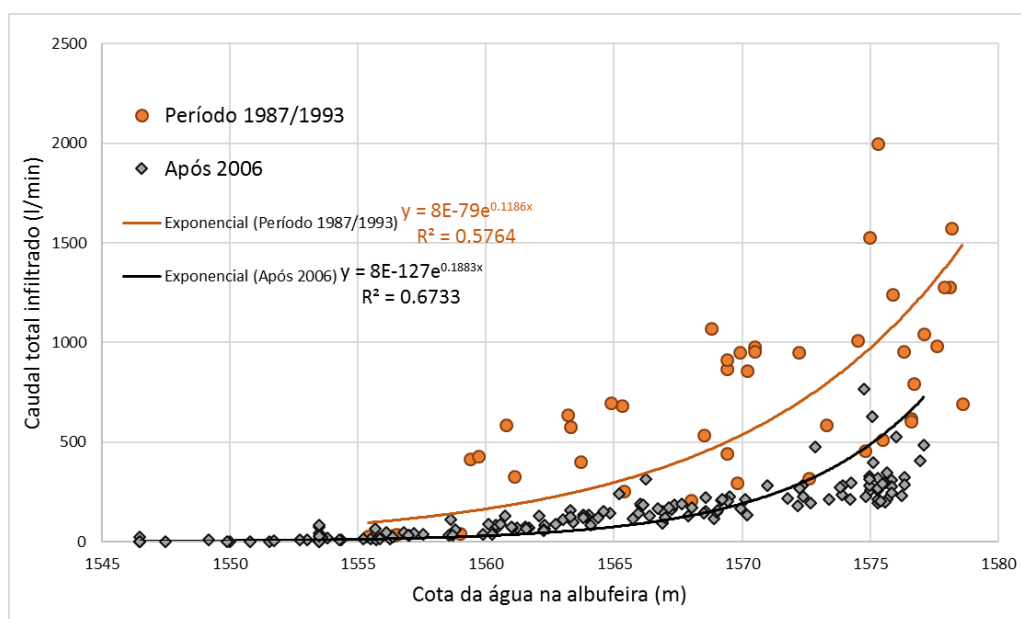


Figura 7.4 Variação do caudal infiltrado pelo corpo da barragem em função do nível da água na albufeira.

7.1.6 Características físico-químicas das águas

A análise das características físico-químicas da água da albufeira e das águas drenadas na fundação e infiltradas pelo corpo da barragem tem vindo a ser feita durante as campanhas de observação, a partir das amostras colhidas na albufeira, a diferentes profundidades, e nos drenos e bicas totalizadoras. Nas campanhas recorre-se, em geral, a uma metodologia simplificada para a determinação dos parâmetros físico-químicos das águas, designadamente a condutividade elétrica, temperatura, pH e pH_s de saturação após contacto com o carbonato de cálcio.

As águas ácidas, com $\text{pH} \leq 6$, têm, em geral, um elevado potencial agressivo para os materiais; as águas neutras ($6 < \text{pH} \leq 8$) podem ser agressivas se a sua mineralização, normalmente avaliada a partir do teor de sais dissolvidos (TSD), for baixa; se $8 < \text{pH} \leq 10$, o potencial agressivo é pequeno; e no caso de águas alcalinas ($\text{pH} > 10$) existe um potencial agressivo para os minerais silicatados. A partir da condutividade elétrica é possível estimar o TSD, que permite, como referido, inferir sobre o potencial agressivo das águas em termos de capacidade dissolvente. Se $\text{TSD} \leq 100 \text{ mg/l}$ as águas têm um elevado poder dissolvente; no caso de $100 < \text{TSD} \leq 300 \text{ mg/l}$ o potencial agressivo é baixo; para $300 < \text{TSD} \leq 800 \text{ mg/l}$ o potencial agressivo é praticamente nulo; e para $\text{TSD} > 800 \text{ mg/l}$ existe uma grande probabilidade de existência de elevados teores de iões agressivos para a argamassa. Também o índice de agressividade das águas, obtido pela diferença $i = \text{pH} - \text{pH}_s$, dá uma medida da agressividade da água para os cimentos das argamassas e caldas de injeção (Tabela 7.3).

Tabela 7.3 Agressividade das águas para os cimentos dos betões, argamassas e caldas de injeção, estimada a partir do índice de agressividade $i = \text{pH} - \text{pH}_s$

Índice de agressividade (i)	Agressividade das águas
$i \leq -3$	Fortemente agressiva
$-3 < i \leq -1$	Medianamente agressiva
$-1 < i \leq 1$	Pouco agressiva
$i > 1$	Não agressiva

Muitas vezes, e de uma forma ainda mais simplificada, considera-se que $i < 0$ indica que a água é agressiva para o carbonato de cálcio e $i > 0$ indica que a água pode não ser agressiva e que pode até ser incrustante.

A partir de pares de valores obtidos nas análises das águas de cerca de 40 barragens portuguesas, estabeleceu-se a relação $\text{TSD (mg/l)} = 0,72 C + 6,07$, sendo C a condutividade elétrica expressa em $\mu\text{S/cm}$ (Silva, 1993).

Nas albufeiras situadas nas cabeceiras dos cursos de água e em regiões frias, a agressividade da água é em regra elevada, devido à pequena mineralização e ao elevado teor de dióxido de carbono dissolvido. No caso da barragem do Covão do Ferro acresce ainda a existência de formações graníticas, sendo as águas muito puras e, assim, mais agressivas.

Na Tabela 7.4 apresentam-se os valores médios do total de sólidos dissolvidos nas águas (TSD, em mg/l), medidos nas campanhas realizadas em 1988, 1989 e 1993 (LNEC, 1993).

Tabela 7.4 Valores médios do total de sólidos dissolvidos nas águas (TSD, em mg/l), medidos nas campanhas realizadas em 1988, 1989 e 1993 (LNEC, 1993).

Época	Água da albufeira	Água infiltrada no corpo da barragem		
		Galeria superior	Galeria de drenagem	Valor médio
Abril de 1988	$\approx 15,0$ (*)	78,0	91,0	85,0
Abril de 1989	$\approx 18,0$ (*)	62,0	57,0	60,0
Julho de 1993	-	44,0	39,0	42,0
Valor médio	16,5	61,0	62,0	61,5
(*) valores estimados a partir de representações gráficas				

Em primeiro lugar deve referir-se a pequena mineralização da água da albufeira. As águas percoladas pelas alvenarias, coletadas nas galerias superior e de drenagem, localizadas na faixa de montante da barragem, apresentaram valores médios de TSD compreendidos entre 60 e 85

mg/l nas campanhas de 1988 e 1989, a que corresponde uma dissolução considerável de sais no corpo da obra. Os trabalhos realizados nas estiagens de 1990 e 1991, com o objetivo de reduzir as infiltrações no corpo da barragem (como referido, foram realizados através da aplicação de mastiques nas juntas do paramento), permitiram uma redução dos caudais infiltrados e os valores de TSD em cerca de um terço. Estes melhoramentos foram, contudo, de curta duração, pois voltou a verificar-se uma nova degradação nos anos seguintes. Após as obras de reabilitação de 2004-2006 têm vindo a ser feitas inspeções periódicas à barragem pelo LNEC, sendo que a maioria delas incluem a componente de observação hidroquímica (LNEC, 2016). Na Tabela 7.5 sintetizam-se os principais resultados obtidos nas oito campanhas efetuadas, no que respeita aos valores médios da temperatura da água, pH, índice de agressividade ($i = \text{pH} - \text{pH}_s$) da água da albufeira, condutividade elétrica e valores estimados de TSD.

Tabela 7.5 Características físico-químicas médias da água da albufeira e das águas infiltradas no corpo da barragem, nas campanhas realizadas entre 2006/2013 (LNEC, 2016).

Época	Água da albufeira					Água infiltrada no corpo da barragem		
	Temperatura média (°C)	pH médio	Índice de agressividade médio ($i = \text{pH} - \text{pH}_s$)	Condutividade elétrica média ($\mu\text{S/cm}$)	Valor estimado de TSD (mg/l)	Temperatura média (°C)	Condutividade elétrica média ($\mu\text{S/cm}$)	Valor estimado de TSD (mg/l)
Outubro de 2006	10,9	7,4	-0,8	9,0	12,0	11,5	98,0	77,0
Novembro de 2006	8,6	6,7	-2,1	10,0	13,0	8,3	79,0	63,0
Junho de 2008	11,7	7,1	-1,6	26,0	24,0	8,3	68,0	55,0
Outubro de 2009	12,1	7,2	-1,3	21,0	21,0	-	-	-
Maio de 2010	8,7	5,9	-2,7	21,0	21,0	-	-	-
Junho de 2011	15,9	7,0	-1,8	21,0	21,0	11,6	104,0	81,0
Novembro de 2012	6,5	5,7	-2,9	27,0	26,0	-	-	-
Outubro de 2013	10,9	5,8	-3,0	16,0	18,0	10,8	41,0	36,0
Valor médio	10,9	6,9	-2,0	21,0	21,0	10,8	79,0	63,0

A água da albufeira é muito agressiva, já que é ligeiramente ácida (valor médio do pH de 6,9) e o índice de agressividade tem um valor médio de -2,0. O valor médio da sua condutividade elétrica é de 21 $\mu\text{S/cm}$ (a que corresponde um valor médio de TSD de 21 mg/l, que é, naturalmente, da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos em 1988 e 1989). Verifica-se assim que, com base no índice de agressividade e no baixo teor de sais dissolvidos (TSD), a água da albufeira apresenta elevado potencial agressivo, com poder dissolvente significativo, apesar de apresentar um valor de pH próximo de neutro.

A passagem da água pelo corpo da barragem induz um acréscimo de mineralização, passando o valor médio da condutividade elétrica da água para 79 $\mu\text{S/cm}$, a que corresponde um valor estimado médio de TSD de 63 mg/l. O aumento dos valores de TSD deve-se, provavelmente, à

lixiviação do carbonato de cálcio das argamassas e das caldas de injeção. Neste período de 2006 a 2013 não existe uma tendência definida relativamente à evolução da condutividade elétrica das águas infiltradas.

7.1.7 Perda de massa das alvenarias devido à lixiviação das argamassas

Considerando os períodos 1987/1993 (6 anos) e de 2006/2016 (10 anos), os valores médios dos caudais infiltrados pelo corpo da barragem são de cerca de 500 l/min e 120 l/min , como atrás referido.

O caudal total repassado pela obra no período de 2006/2016 é de cerca de,

$$120\text{ l/min} \times 10\text{ anos} \times 365\text{ dias} \times 24\text{ hrs} \times 60\text{ min} = 6,31 \times 10^8\text{ l},$$

que corresponde a um valor significativo de $631000\text{ m}^3/\text{ano}$ (cerca de metade do volume da albufeira quando cheia). Fazendo o mesmo cálculo para o período de 1987/1993, o caudal total repassado é de $1,58 \times 10^9\text{ l}$.

Admitindo que a dissolução de sais é aproximadamente uniforme no corpo da barragem, a quantidade acumulada de TSD no período de 2006/2016 é de cerca de,

$$(63 - 21) \times 6,31 \times 10^8\text{ l} = 2,7 \times 10^{10}\text{ mg}$$

fazendo o mesmo cálculo para o período 1987/1993, a quantidade acumulada é igual a,

$$(61,5 - 16,5) \times 1,58 \times 10^9\text{ l} = 7,1 \times 10^{10}\text{ mg}$$

Sendo o volume de alvenaria da barragem de 91200 m^3 e considerando um peso específico aproximadamente igual a 2500 kg/m^3 , o peso total da estrutura é de cerca de,

$$2500 \times 91200 = 2,3 \times 10^8\text{ kg} = 2,3 \times 10^{14}\text{ mg}$$

Considerando estes valores, na Tabela 7.6 apresentam-se as estimativas da perda percentual média de massa para os dois períodos em análise.

Tabela 7.6 Valores estimados para a perda percentual de massa do corpo da barragem nos períodos de 1987/1993 e de 2006/2016

Período	Perda percentual média de massa
1987/1993	$\approx 300 \times 10^{-6}$
2006/2016	$\approx 120 \times 10^{-6}$

7.2 Estimativa das variações de temperatura anuais no corpo da barragem

A partir solução da equação diferencial da transferência de calor por condução proposta por Puppini, foi desenvolvido um algoritmo computacional para determinar as temperaturas no corpo barragem em qualquer dia do ano, considerando as ondas térmicas anuais do ar e da água. A partir dos valores das temperaturas do ar, registadas na estação meteorológica existente na zona de ligação da barragem com o dique da margem esquerda, e das temperaturas da água da albufeira em profundidade, observadas nas inspeções regulares efetuadas pelo LNEC, foram determinadas as ondas térmicas anuais que melhor se adaptam aos valores observados (expressões 7.8 e 7.9 e Figura 7.5).

$$T_{ar}(t) = 8,9 + 7,9 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 213)\right) \quad (T \text{ em } ^\circ\text{C e } t \text{ em dias}) \quad (7.8)$$

$$T_{\acute{a}gua}(t) = 7,3 + 5,7 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 237)\right) \quad (T \text{ em } ^\circ\text{C e } t \text{ em dias}) \quad (7.9)$$

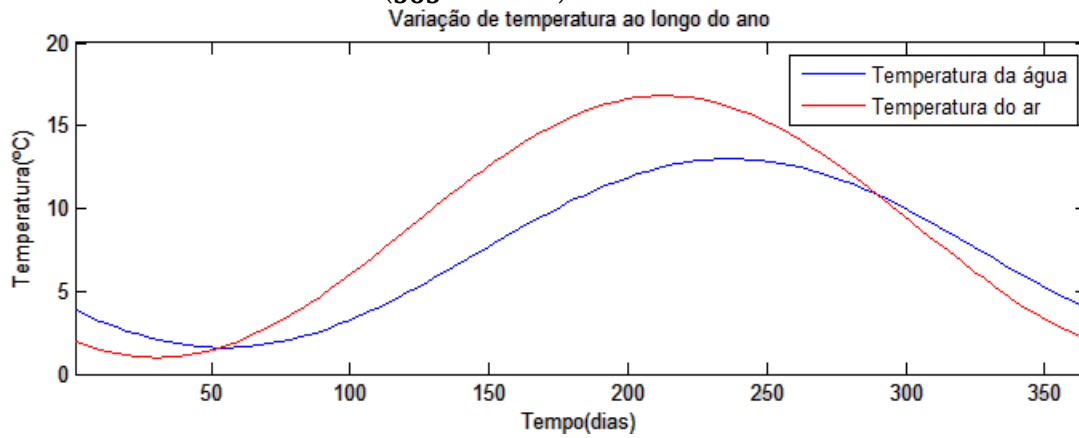


Figura 7.5 Ondas térmicas anuais do ar e da água da albufeira.

Consideraram-se fluxos térmicos unidirecionais na direção montante-jusante nos diferentes perfis em que a barragem foi discretizada. A solução de Puppini foi assim obtida para diferentes “espessuras” da barragem (Figura 7.6), permitindo o cálculo da temperatura num ponto P genérico da obra.

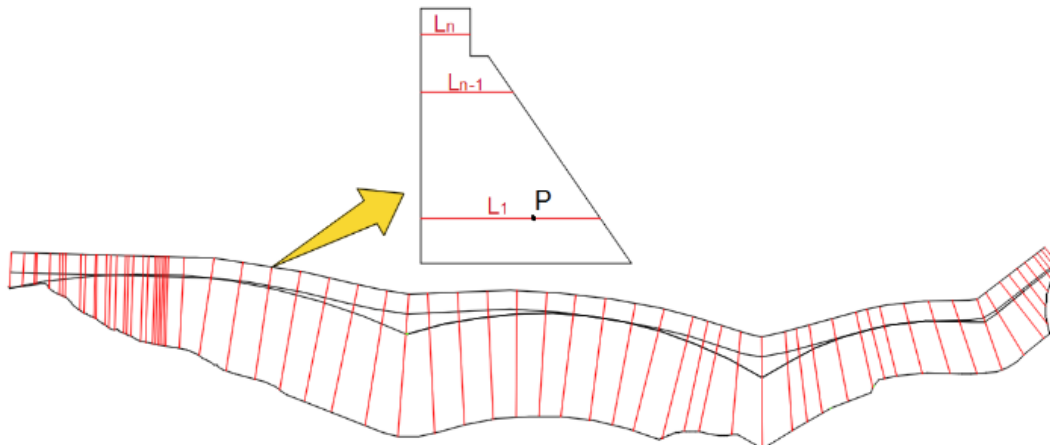


Figura 7.6 Planta das secções transversais em que a barragem foi discretizada.

A difusibilidade térmica (h^2) da alvenaria de blocos de pedra granítica foi estimada admitindo que é devida essencialmente a este material, já que não é possível quantificar a quantidade de argamassa existente no núcleo. De acordo com a Figura 7.7 adotou-se para difusibilidade térmica da alvenaria de granito o valor,

$$h^2 \approx 0,015 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} \approx 0,13 \frac{\text{m}^2}{\text{dia}}$$

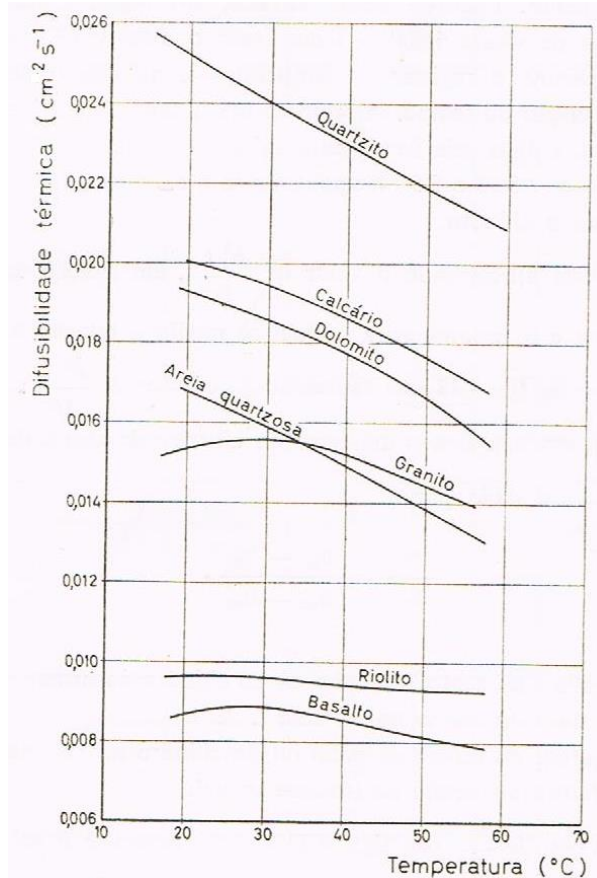


Figura 7.7 Difusibilidade térmica de diferentes materiais rochosos (Silveira, 1961).

Para aplicar a teoria das placas aos modelos numéricos foi necessário definir as condições de fronteira do sistema (Figura 7.8), ou seja, foram consideradas as ondas térmicas do ar e da água nos nós que se localizam nos paramentos e no coroamento. Foi considerada uma altura média de água na albufeira de 20 m (valor determinado a partir dos dados da observação). No plano de água considerou-se a temperatura do ar, variando a temperatura da água linearmente em profundidade até se atingir a temperatura estimada para a água no pé de montante da barragem.

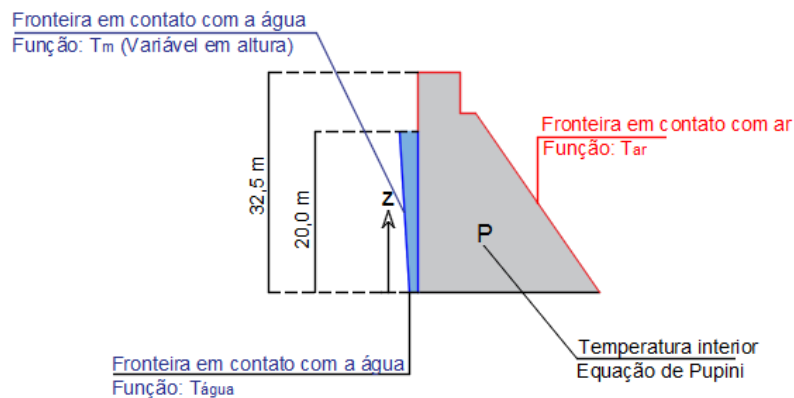


Figura 7.8 Condições de fronteira correspondentes às temperaturas T_{ar} , $T_{água}$, T_m consideradas nos paramentos e no coroamento.

Em síntese, nos pontos nodais localizados no paramento de jusante e no coroamento foi considerada a temperatura do ar T_{ar} e nos pontos nodais do paramento de montante as temperaturas são variáveis em altura, tendo-se dividido o paramento nas seguintes três faixas:

- Faixa superior: nos pontos nodais cuja cota (z) é igual ou superior ao nível médio da água foi considerada a temperatura T_{ar}
- Faixa inferior: nos pontos nodais cuja cota (z) é igual ou inferior à cota da soleira da descarga de fundo foi considerada a temperatura $T_{água}$
- Faixa intermédia: nos pontos nodais localizados entre o nível médio de água e a cota da soleira da descarga de fundo considerou-se a temperatura T_m , onde T_m é uma função sinusoidal cujos parâmetros variam linearmente em profundidade,

$$T_m(z, t) = \begin{cases} T_{ar} & (z \geq 20 \text{ m}) \\ T(z, t) = T_m(z) + T_0(z) \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - \varphi(z))\right), & (T \text{ em } ^\circ\text{C} \text{ e } t \text{ em dias}) \\ T_{água} & (z \leq 0 \text{ m}) \end{cases}$$

sendo $T_m(z)$ uma função linear em que a temperatura média anual varia entre 7,3° C e 8,9° C, $T_0(z)$ é uma função linear em que a semi-amplitude térmica anual varia entre 5,7° C e 7,9° C e $\varphi(z)$ é também uma função linear em que a defasagem da onda térmica anual varia entre 237 dias e 213 dias.

Considerando a metodologia descrita em todas as seções de discretização da barragem, o algoritmo desenvolvido permite o cálculo das temperaturas nos nós da malha em qualquer dia do ano. A título de exemplo, representam-se nas Figuras 7.9, 7.10 e 7.11 as temperaturas determinadas para o dia 205.

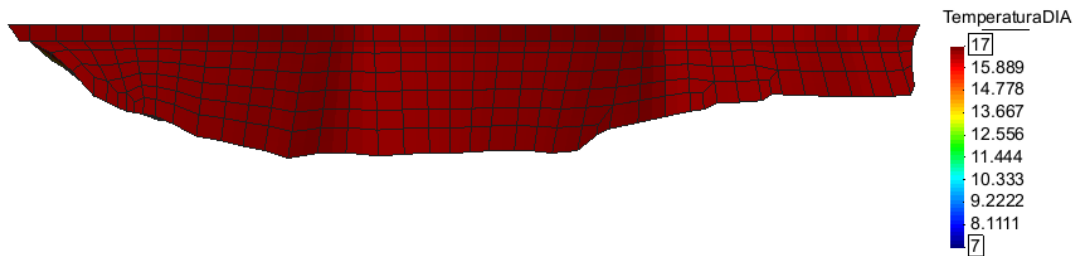


Figura 7.9 Temperaturas calculadas no paramento de jusante no dia 205.

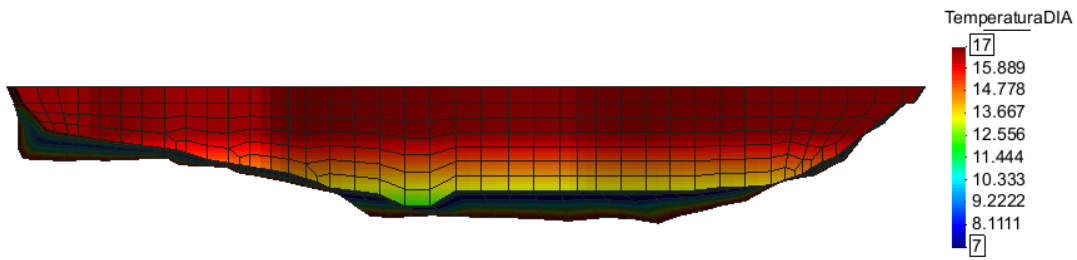


Figura 7.10 Temperaturas calculadas no paramento de montante no dia 205.

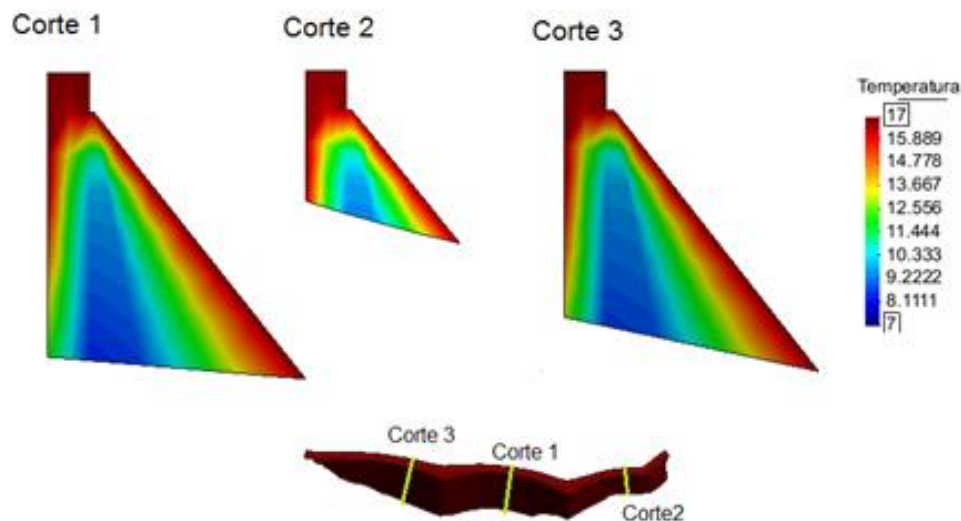


Figura 7.11 Temperaturas calculadas em 3 secções da barragem no dia 205.

7.3 Interpretação do comportamento estrutural da barragem

7.3.1 Considerações gerais

A interpretação do comportamento estrutural da barragem considerou os períodos de 1987/1993 e de 2006/2016. Foram considerados os resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos observados para validar a resposta calculada com os modelos de elementos finitos, o tridimensional e os três planos. Assim, no cálculo foram obtidas as respostas estruturais, em termos de deslocamentos, de cada um dos modelos, para as solicitações correspondentes à pressão hidrostática, às variações anuais de temperatura e à degradação do corpo da barragem.

O cálculo estrutural, em cada um dos modelos, foi dividido em três etapas. Em primeiro lugar considerou-se a pressão hidrostática sobre o paramento de montante para a água da albufeira à cota do coroamento (1579,24 m), tendo a resposta sido determinada ajustando o valor do módulo de elasticidade da estrutura de alvenaria por forma a serem obtidos deslocamentos similares aos calculados na interpretação quantitativa. Após a escolha do módulo de elasticidade que melhor se adapta aos deslocamentos observados, consideraram-se as máximas variações anuais de temperatura estimadas para o corpo da barragem. Após várias simulações, concluiu-se que as variações máximas de temperatura podem ser obtidas, aproximadamente, considerando as temperaturas estimadas no corpo da barragem para os dias 36 e 210, que correspondem aos dias em que se verificam os valores extremos da temperatura do ar (Figura 7.12). As variações de temperatura nos nós das malhas de elementos finitos foram calculadas através do algoritmo referido, considerando $\Delta T = T_{dia\ 210} - T_{dia\ 36}$.

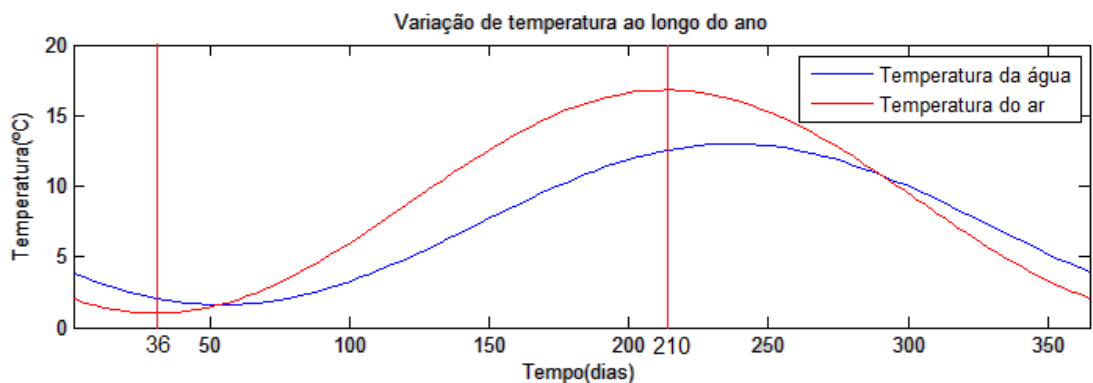


Figura 7.12 Dias do ano em que se verificam as temperaturas máximas e mínimas no ar.

Na Figura 7.13 estão representadas as variações de temperatura anuais máximas calculadas para o corpo da barragem. Com estas variações de temperatura determinaram-se, com os modelos estruturais a que foram associados valores específicos dos módulos de elasticidade da estrutura de alvenaria, os correspondentes deslocamentos nodais.

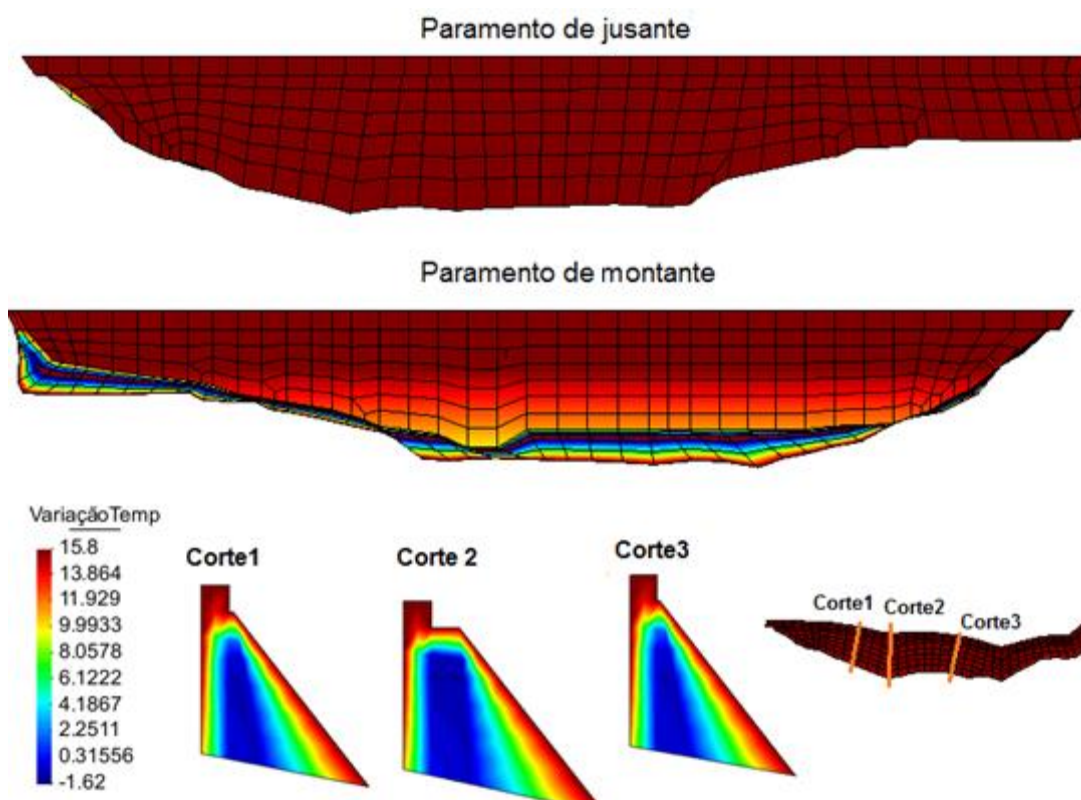


Figura 7.13 Variações de temperatura anuais máximas calculadas para o corpo da barragem.

As perdas percentuais de massa estrutural devidas à deterioração da alvenaria, estimadas para os dois períodos em análise, foram consideradas como deformações impostas aos modelos (na prática, por simplicidade de cálculo, foram consideradas variações negativas equivalentes de temperatura nos nós). Na prospeção geotécnica realizada antes da reabilitação de 2004/2006 verificou-se existirem três zonas com diferentes estados de deterioração das alvenarias do

núcleo da barragem, conforme apresentado na Figura 5.15. Na Figura 7.14 representa-se o zonamento de degradação das alvenarias, sendo natural que as deformações impostas mais altas devem ser consideradas na zona mais deteriorada, que é o trecho inferior junto ao paramento de montante. As deformações impostas (negativas) consideradas foram ajustadas por forma a fazer-se uma interpretação minimamente coerente dos deslocamentos observados (Tabela 7.7).

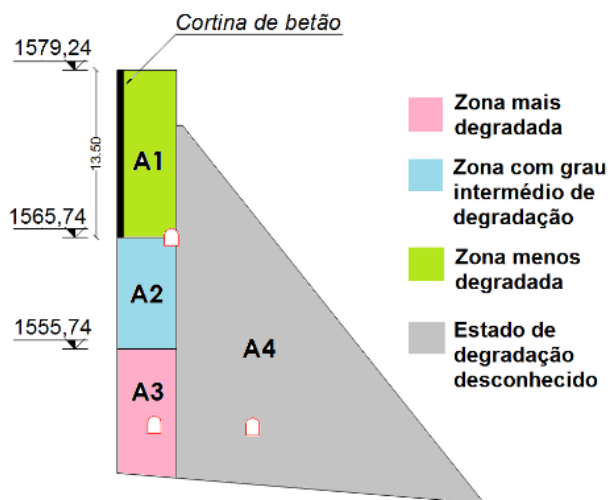


Figura 7.14 Zonas consideradas com diferentes estados de deterioração da alvenaria.

Tabela 7.7 Deformações impostas correspondentes à deterioração das alvenarias nos dois períodos analisados.

Zona	Período 1987/1993	Período 2006/2016
A1	-30×10^{-6}	-10×10^{-6}
A2	-100×10^{-6}	-20×10^{-6}
A3	-500×10^{-6}	-150×10^{-6}
A4	-30×10^{-6}	-10×10^{-6}

Nas Figuras 7.15, 7.16 e 7.17 estão representadas as variações de temperatura equivalentes às deformações impostas, para os períodos de 1987/1993 e 2006/2016, respetivamente.

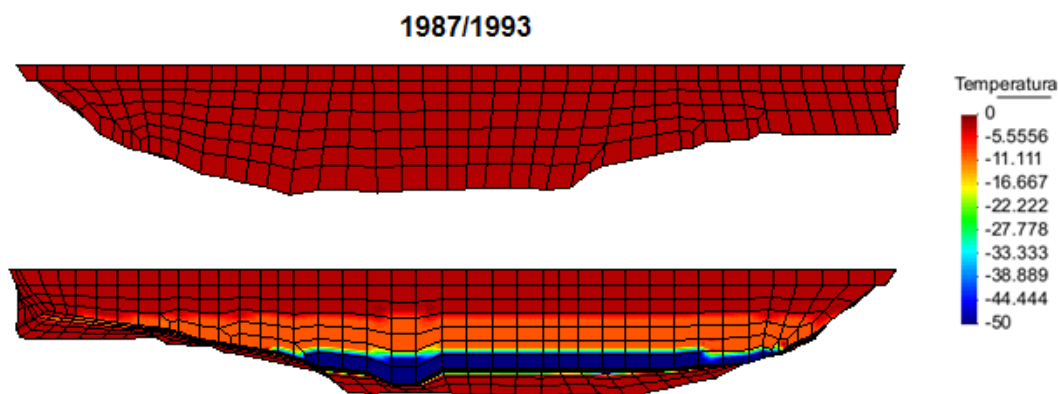


Figura 7.15 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 1987/1993.

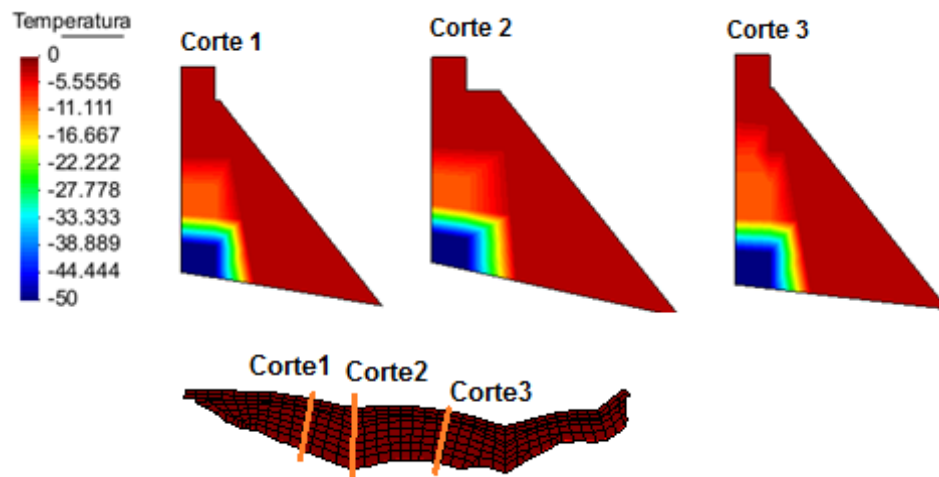


Figura 7.16 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 1987/1993.

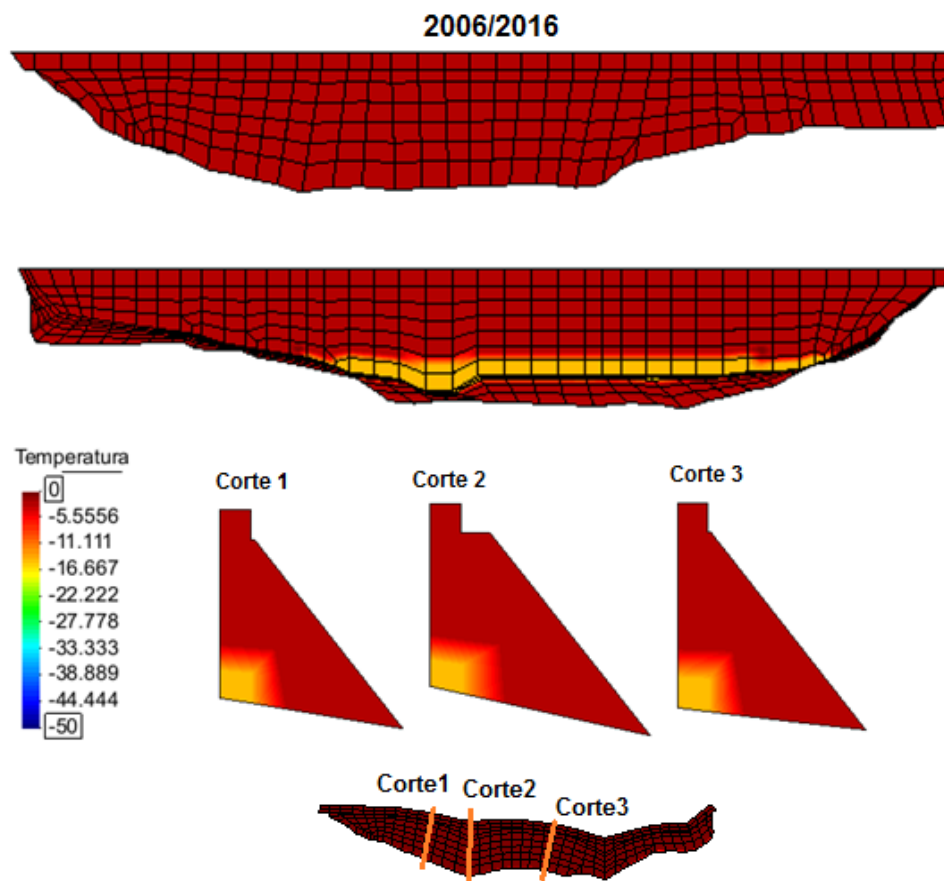


Figura 7.17 Distribuição das temperaturas equivalentes consideradas para simular a perda de massa no período 2006/2016.

As propriedades consideradas para os materiais da barragem são apresentadas na Tabela 7.8. Como referido, o módulo de elasticidade é ajustado em função dos deslocamentos observados ara a pressão hidrostática.

Tabela 7.8 Propriedades consideradas para os materiais da barragem.

Propriedades dos materiais da barragem	Valores
Massa volúmica (kg/m ³)	2400
Módulo de elasticidade (GPa)	(a ajustar)
Coefficiente de Poisson	0,2
Coefficiente de dilatação térmica (°C ⁻¹)	-1x10 ⁻⁵

Para o maciço rochoso de fundação apenas interessam as propriedades mecânicas (Tabela 7.9), para que possa simular o apoio elástico da barragem.

Tabela 7.9 Propriedades consideradas para o maciço rochoso de fundação.

Propriedades dos elementos de fundação	Valores
Módulo de elasticidade (GPa)	20
Coefficiente de Poisson	0,2

O valor elevado do módulo de elasticidade considerado para a fundação rochosa justifica-se por se tratar de um maciço granítico de boas qualidades mecânicas.

7.3.2 Simulação do comportamento da barragem com modelos planos

Como referido, foram consideradas as três secções transversais de estudo, definidas próximo dos pontos de observação PC6-CB7, PC5-CB6 e PC4-CB4/5 (Figura 7.18), para escolher os módulos de elasticidade que permitem ajustar melhor os deslocamentos calculados aos observados, para a pressão hidrostática, nos períodos de análise de 1987/1993 e de 2006/2016. A água na albufeira foi considerada à cota do coroamento (1579,24 m). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 7.10.

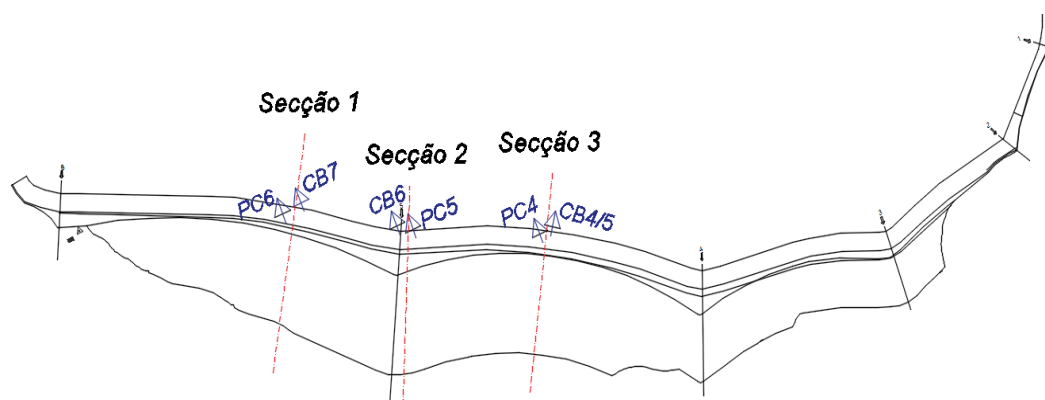


Figura 7.18 Localização em planta das secções transversais em estudo e dos pontos de observação de deslocamentos.

Tabela 7.10 Deslocamentos calculados para a pressão hidrostática nos modelos bidimensionais.

Período	Pontos de observação	Módulo de elasticidade (GPa)	Deslocamentos (mm) para a pressão hidrostática			
			Modelos bidimensionais		Análise quantitativa	
			Δy	Δz	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	2,7	-11,8	3,4	-11,8	1,6
	CB6	1,3	-10,7	3,2	-10,3	1,9
	CB7	1,7	-13,1	3,5	-13,0	1,0
2006/2016	PC4	4,4	-7,3	1,9	-7,3	-0,3
	PC5	2,8	-6,2	1,6	-6,0	0,2
	PC6	3,3	-6,6	1,8	-6,5	-0,2

O ajuste do módulo de elasticidade permitiu obter uma boa aproximação entre os resultados da análise estática e da análise quantitativa dos deslocamentos observados, designadamente para os deslocamentos horizontais. No entanto, a aproximação entre os deslocamentos verticais é menos conseguida. Contudo, os valores absolutos dos módulos de elasticidade ajustados para a alvenaria são relativamente pequenos.

Na Tabela 7.11 apresentam-se os valores dos módulos de elasticidade ajustados para as três secções transversais, comparando-se os valores dos períodos de 1987/1993 e de 2006/2016. A reabilitação de 2004/2006 incrementou a rigidez estrutural para cerca do dobro. Com base nestes resultados pode dizer-se que as obras de reabilitação foram eficazes e que a membrana de impermeabilização tem cumprido, genericamente, a sua função.

Tabela 7.11 Comparação dos módulos de elasticidade ajustados nos modelos planos para os dois períodos analisados.

Nº da secção transversal	Ponto de observação (1987/1993)	Módulo de elasticidade (GPa)	Ponto de observação (2006/2016)	Módulo de elasticidade (GPa)	Razão entre os valores dos módulos de elasticidade
3	CB4/5	2,7	PC4	4,4	1,6
2	CB6	1,3	PC5	2,8	2,2
1	CB7	1,7	PC6	3,3	1,9

Com os valores ajustados dos módulos de elasticidade para as três secções em análise, para os diferentes períodos em estudo, foram de seguida realizadas as análises para as variações anuais máximas de temperatura. Os resultados obtidos, em termos de deslocamentos, são apresentados na Tabela 7.12.

Tabela 7.12 Deslocamentos calculados para as variações anuais máximas de temperatura nos modelos bidimensionais.

			Deslocamentos (mm) para as variações anuais máximas de temperatura			
			Modelos bidimensionais		Análise quantitativa	
Período	Pontos de observação	Módulo de elasticidade (GPa)	Δy	Δz	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	2,7	3,8	3,9	3,4	0,9
	CB6	1,3	3,8	3,8	3,0	1,1
	CB7	1,7	3,8	3,8	3,7	1,1
2006/2016	PC4	4,4	3,8	3,8	3,2	0,9
	PC5	2,8	3,9	3,3	2,1	0,8
	PC6	3,3	4,1	4,1	3,4	0,9

Os deslocamentos horizontais calculados para as variações de temperatura são da mesma ordem de grandeza dos deslocamentos observados, mas tal já não acontece nos deslocamentos verticais, sendo os calculados maiores que os observados. Como seria de esperar, os valores do módulo de elasticidade têm uma influência menor nos resultados para este tipo de ação.

Na Tabela 7.13 apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos com os modelos estruturais com os observados, para a ação correspondente à perda de massa do corpo da barragem devida à deterioração estrutural.

Tabela 7.13 Deslocamentos calculados para as deformações impostas correspondentes às perdas de massa da barragem, nos modelos bidimensionais.

			Deslocamentos (mm) para as deformações correspondentes às perdas de massa estrutural			
			Modelos bidimensionais		Análise quantitativa	
Período	Pontos de observação	Módulo de elasticidade (GPa)	Δy	Δz	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	2,7	8,9	-6,7	5,5	-3,8
	CB6	1,3	8,4	-6,6	7,2	-3,9
	CB7	1,7	9,1	-6,7	8,3	-4,0
2006/2016	PC4	4,4	3,3	-1,5	2,1	-0,6
	PC5	2,8	2,6	-1,1	0,8	-0,9
	PC6	3,3	3,1	-1,3	2,2	-0,5

Nos valores apresentados na Tabela 7.13 existem diferenças entre os valores observados e calculados, mas pode-se considerar que os resultados são globalmente muito satisfatórios, sendo coerentes os sentidos dos deslocamentos horizontais e verticais. Na Figura 7.19 apresenta-se a deformada de um dos modelos, para a representação do sentido desses deslocamentos, sendo os horizontais para montante e os verticais para baixo.

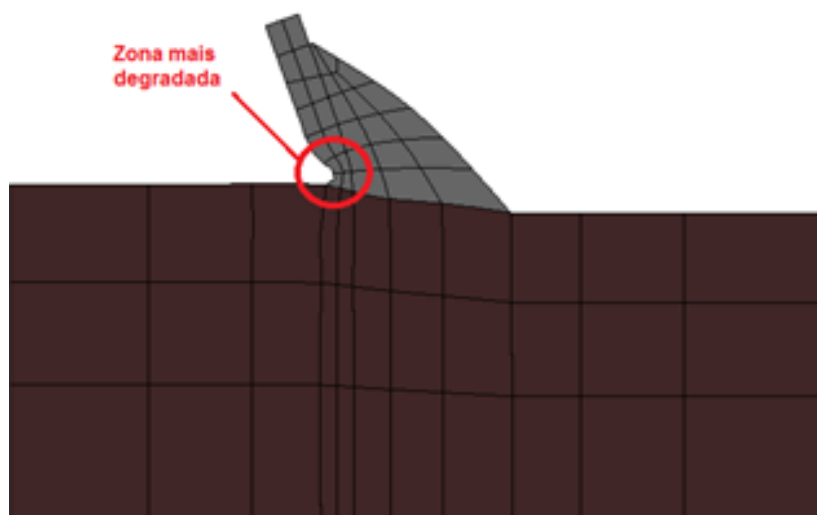


Figura 7.19 Deformada qualitativa da Secção 1 devida às deformações impostas correspondentes à perda de massa da estrutura.

7.3.3 Simulação do comportamento da barragem com o modelo tridimensional

Usando uma abordagem idêntica à considerada nos modelos planos, ajustaram-se os módulos de elasticidade do modelo tridimensional da estrutura de alvenaria para se conseguirem deslocamentos calculados, devidos à pressão hidrostática sobre o paramento de montante, semelhantes aos obtidos na interpretação quantitativa dos deslocamentos observados. Os resultados obtidos constam da Tabela 7.14.

Tabela 7.14 Deslocamentos calculados para a pressão hidrostática no modelo tridimensional.

Período	Ponto de observação	Módulo de elasticidade (GPa)	Deslocamentos (mm) - Pressão hidrostática					
			Modelo tridimensional			Análise quantitativa		
			Δx	Δy	Δz	$\Delta x'$	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	1,8	-1,6	-12,9	3,6	---	-11,8	1,6
	CB6		-0,8	-9,4	2,5	---	-10,3	1,9
	CB7		-1,5	-11,0	3,1	---	-13,0	1,0
2006/2016	PC4	3,0	-0,9	-8,1	2,1	---	-7,3	-0,3
	PC5		-0,5	-6,0	1,4	---	-6,0	0,2
	PC6		-0,9	-6,8	1,2	---	-6,5	-0,2

Os deslocamentos calculados são diferentes dos determinados com os modelos planos porque o modelo tridimensional foi considerado homogêneo (de facto, sabe-se que no trecho do fundo do vale e da margem direita as alvenarias são menos rígidas, como confirmaram os resultados dos cálculos com os modelos planos). Conseguiu-se uma melhor aproximação nos deslocamentos na direção montante-jusante que nos deslocamentos verticais. O modelo tridimensional confirmou, naturalmente, que a estrutura atual é mais rígida que a existente no final do século passado (Tabela 7.15).

Tabela 7.15 Comparação dos módulos de elasticidade ajustados no modelo tridimensional para os dois períodos analisados.

Ponto de observação (1987/1993)	Módulo de elasticidade (GPa)	Ponto de observação (2006/2016)	Módulo de elasticidade (GPa)	Razão entre os valores dos módulos de elasticidade
CB4/5	1,8	PC4	3,0	1,7
CB6		PC5		
CB7		PC6		

Na Tabela 7.16 apresentam-se os resultados dos cálculos estruturais para a solicitação térmica correspondente às variações anuais máximas de temperatura, considerando a malha tridimensional e as propriedades mecânicas ajustadas para a pressão hidrostática. Os valores dos deslocamentos calculados são diferentes dos obtidos com os modelos planos, mas continuam a apresentar uma razoável concordância com os valores observados.

Tabela 7.16 Deslocamentos calculados para as variações anuais máximas de temperatura no modelo tridimensional.

		Deslocamentos (mm) para as variações anuais máximas de temperatura					
		Modelo tridimensional			Análise quantitativa		
Período	Ponto de observação	Δx	Δy	Δz	$\Delta x'$	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	0,8	4,6	2,0	---	3,4	0,9
	CB6	0	1,9	2,7	---	3,0	1,1
	CB7	0,2	3,6	2,2	---	3,7	1,1
2006/2016	PC4	0,7	4,5	2,0	---	3,2	0,9
	PC5	0	2,1	2,6	---	2,1	0,8
	PC6	0	3,1	2,4	---	3,4	0,9

Na Tabela 7.17 são apresentados os deslocamentos calculados com o modelo tridimensional para a ação correspondente à perda de massa do corpo da barragem devida à deterioração estrutural, comparando-os com os obtidos na interpretação quantitativa dos deslocamentos observados. Pode notar-se que a concordância obtida, atendendo às hipóteses feitas relativamente à ação, é genericamente boa.

Tabela 7.17 Deslocamentos calculados para as deformações impostas correspondentes às perdas de massa da barragem, no modelo tridimensional.

		Deslocamentos (mm) para as deformações correspondentes às perdas de massa estrutural					
		Modelo tridimensional			Análise quantitativa		
Período	Ponto de Observação	Δx	Δy	Δz	$\Delta x'$	$\Delta y'$	$\Delta z'$
1987/1993	CB4/5	0,3	6,1	-4,9	---	5,5	-3,8
	CB6	0,8	5,8	-4,3	---	7,2	-3,9
	CB7	1,3	5,2	-4,5	---	8,3	-4,0
2006/2016	PC4	-0,2	1,3	-0,8	---	2,1	-0,6
	PC5	0,2	0,9	-0,9	---	0,8	-0,9
	PC6	0,3	1,3	-0,6	---	2,2	-0,5

7.3.4 Discussão dos resultados

Os resultados obtidos nos cálculos estruturais com os modelos planos e tridimensional de elementos finitos da barragem do Covão do Ferro apresentam algumas diferenças, que importa discutir, no sentido de avaliar a adequabilidade dos diferentes modelos para a realização de estudos de interpretação do comportamento deste tipo de barragens.

Em primeiro lugar devem ser referidos os valores dos módulos de elasticidade ajustados para a pressão hidrostática, que depois foram considerados para as outras duas ações. Na Figura 7.20 são representados os seus valores, em função do tipo de modelo estrutural e do período em análise. Em cada período, o valor do módulo de elasticidade ajustado para o modelo tridimensional não é o valor médio dos módulos de elasticidade ajustados nos modelos planos, sendo menor, para se compensar a maior rigidez estrutural do modelo tridimensional. Também se pode concluir que a barragem se encontrava muito deteriorada no período de 1987/1993, sendo que as injeções de calda de cimento no interior do corpo da estrutura e instalação da membrana de impermeabilização no paramento a montante, realizadas na reabilitação feita em 2004/2006, foram essenciais para o restabelecimento e manutenção da integridade estrutural da barragem.

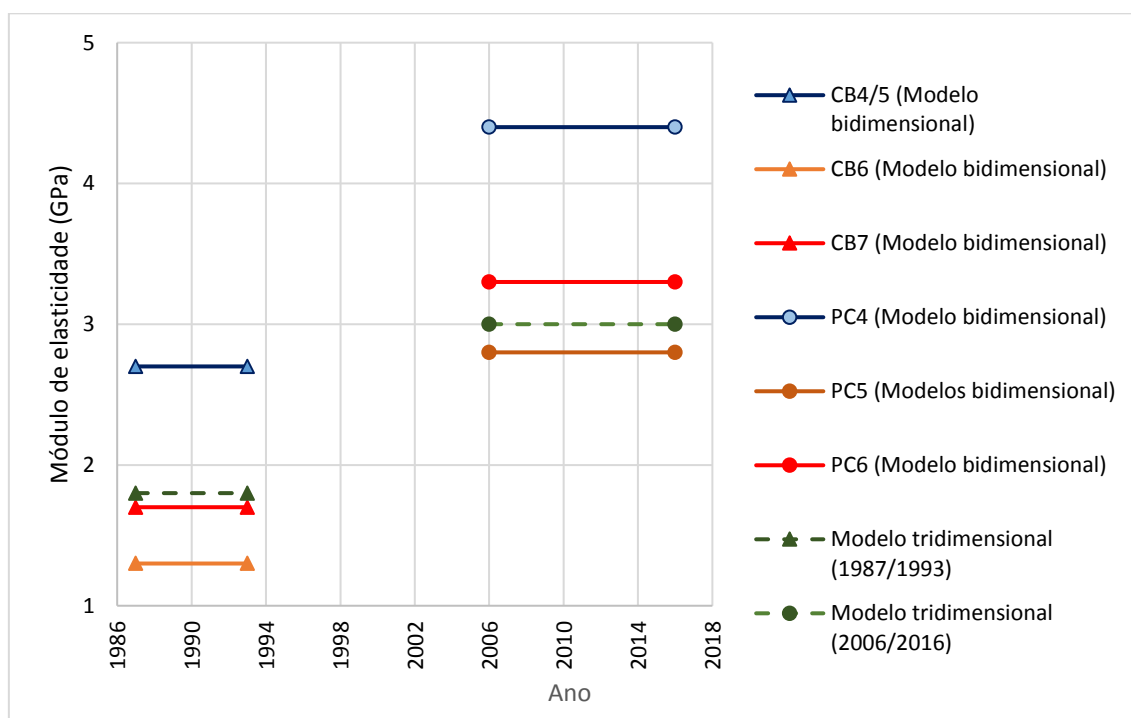


Figura 7.20 Módulos de elasticidade ajustados em função do tipo de modelo estrutural e do período em análise.

Relativamente aos resultados obtidos para as variações anuais máximas de temperatura no corpo da barragem, o modelo tridimensional proporcionou resultados mais satisfatórios e coerentes que os modelos planos (Tabela 7.18). Assim, o modelo tridimensional afigura-se ser mais adequado para este tipo de ações.

Tabela 7.18 Resultados dos cálculos estruturais para as variações anuais máximas de temperatura, obtidos com o modelo tridimensional e com os modelos planos.

Período	Ponto de observação	Deslocamentos (mm) - Variações anuais máximas de temperatura					
		Modelo tridimensional			Modelos planos		
		Δx	Δy	Δz	Δx	Δy	Δz
1987/1993	CB4/5	0,8	3,6	2,0	-	3,8	3,9
	CB6	0	1,9	2,7	-	3,8	3,8
	CB7	0,2	3,6	2,2	-	3,8	3,8
2006/2016	PC4	0,7	3,5	2,0	-	3,8	3,8
	PC5	0	2,1	2,6	-	3,9	3,3
	PC6	0	3,1	2,4	-	4,1	4,1

As análises realizadas para a determinação dos efeitos globais da perda de massa estrutural pela degradação sofrida ao longo dos anos devida à percolação da água no interior da barragem e a correspondente lixiviação das argamassas, permitiram concluir que a perda percentual média de massa estimada no ponto 7.1.7 não se verifica em todo o corpo da estrutura, mas apenas nas zonas mais degradadas. Por exemplo, para o período de 1987/1993 a deformação imposta total inerente a esta ação, com o valor estimado de -300×10^{-6} para toda a obra (que pode ser simulada por uma variação de temperatura de -30°C e um coeficiente de dilatação térmica linear de 1×10^{-5}), foi apenas considerada diferencialmente nas zonas mais degradadas A2 e A3, com os valores de deformação de -100×10^{-6} e -500×10^{-6} , respetivamente (Figura 7.21), assegurando-se o referido valor global apenas nestas zonas,

$$T_{\text{média}} = \frac{T3 \times A3 + T2 \times A2}{A3 + A2} = \frac{-50 \times 30,0 - 10 \times 27,6}{30,0 + 27,6} = -30,83 \approx -31^\circ \text{C}$$

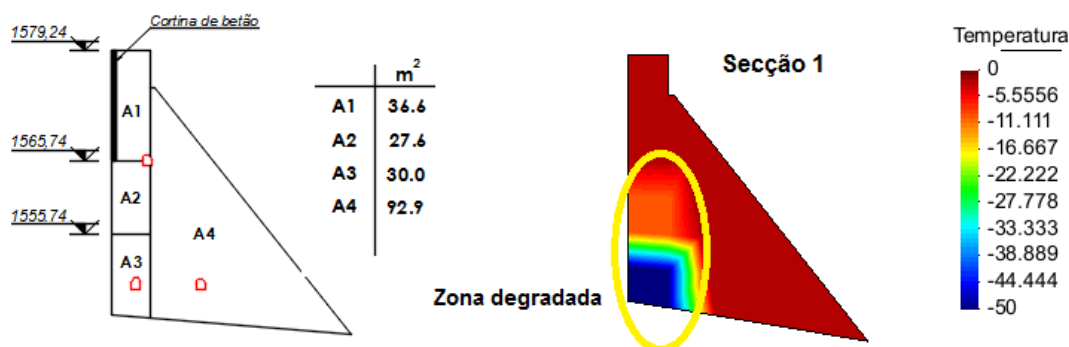


Figura 7.21 Distribuição das temperaturas aplicadas ao corpo da barragem para simular a perda de massa

Assim, importa realizar estudos mais detalhados relativamente a este tipo de ações e aos seus efeitos. A análise simplificada que foi apresentada deve ser encarada como uma abordagem pioneira do assunto, mas que também deve ser considerada preliminar.

(página deixada deliberadamente em branco)

8. Considerações finais

8.1 Contributo do trabalho para a engenharia de barragens

A análise do comportamento observado das barragens de alvenaria, no período de exploração, destina-se a garantir a fiabilidade e a segurança destas estruturas. Neste contexto, o objetivo principal desta dissertação foi o estudo do comportamento, em condições de serviço, das barragens gravidade de alvenaria de pedra de planta poligonal, considerando modelos planos e tridimensionais, com vista à comparação das respostas estruturais com os resultados da observação, para se inferir da adequabilidade desses dois tipos de modelos. Os modelos foram resolvidos pelo método dos elementos finitos, usando programas de cálculo automático desenvolvidos no LNEC. Como caso de estudo foi considerada a barragem do Covão do Ferro, localizada na serra da Estrela.

A elaboração e teste do modelo tridimensional de elementos finitos da barragem do Covão do Ferro, a partir de malhas planas de um conjunto de secções transversais, constituiu uma das tarefas mais morosas do trabalho realizado. Contudo, a partir de agora está disponível para utilização em estudos que se considerem pertinentes, designadamente para as ações sísmicas.

A análise do comportamento da barragem baseou-se nos resultados da observação de deslocamentos por métodos de geodesia de posição. Fez-se uma análise quantitativa desses deslocamentos, para se obterem os efeitos devidos às principais ações, designadamente a pressão hidrostática, as variações anuais de temperatura e a deterioração estrutural devida à lixiviação das argamassas de ligação dos blocos de alvenaria. Utilizaram-se os resultados do tratamento dos deslocamentos observados relativos à pressão hidrostática sobre o paramento de montante para estimar os módulos de elasticidade da estrutura de alvenaria, nos modelos de elementos finitos, que melhor ajustam os deslocamentos calculados. Constatou-se que os módulos de elasticidade da estrutura de alvenaria, que permitem um ajuste dos referidos deslocamentos, têm valores muito pequenos, compreendidos entre 1 GPa e 3 GPa para a estrutura mais degradada existente no período de 1987/1993, e de 2,5 GPa a 4,5 GPa para a estrutura regenerada após as obras de reabilitação de 2004/2006.

Os efeitos estruturais das variações anuais de temperatura no corpo da barragem foram determinados considerando uma ação térmica que foi calculada, simplificada, através da solução da equação de propagação do calor em placas. Para tal foi desenvolvido um algoritmo para cálculo das temperaturas nos pontos nodais das malhas de elementos finitos, que se revelou muito útil na geração desta ação.

Neste trabalho foram abordados, de uma forma sequencialmente coerente, os processos de deterioração das argamassas de ligação dos blocos de alvenaria, devidos à percolação de água no interior do corpo das obras. A barragem do Covão do Ferro, usada como caso de estudo, tem condições ambientais extremamente agressivas, designadamente no que respeita às temperaturas

e às águas naturais, que são muito puras. Começou-se por quantificar a perda de massa das alvenarias a partir dos teores de sais dissolvidos na água da albufeira e nas águas infiltradas. Estas perdas de massa permitiram a definição de deformações impostas que foram consideradas na análise estrutural para interpretação dos deslocamentos observados. A estimativa dos valores das referidas deformações impostas foi feita considerando muitas hipóteses simplificativas, mas o bom ajuste entre os deslocamentos calculados e observados indica que este tipo de abordagem é promissora relativamente ao estudo deste problema.

Considera-se, finalmente, que os objetivos definidos para o trabalho foram genericamente cumpridos. De facto, os resultados da observação e da análise estrutural permitem concluir que as barragens gravidade de planta poligonal têm deformabilidades elevadas, caracterizadas por módulos de elasticidade inferiores a 5 GPa, e que os modelos tridimensionais são, naturalmente, os que melhor representam o comportamento das obras, mas os modelos planos, face às incertezas existentes no conhecimento das propriedades dos materiais, também podem ser usados, principalmente pela simplicidade com que podem ser elaborados.

8.2 Perspetivas de desenvolvimentos futuros

Na sequência do trabalho desenvolvido na presente dissertação, constatou-se que há áreas a explorar futuramente, tanto no que respeita aos modelos numéricos como ao desenvolvimento de trabalho experimental para caracterização da deformabilidade e resistência das alvenarias.

No que diz respeito aos modelos numéricos, os modelos de elementos finitos desenvolvidos no âmbito desta dissertação, analisados estaticamente em regime elástico linear para simular as condições de serviço das obras, afiguram-se ter sido adequados para tal fim. A grande questão da modelação matemática prende-se com as propriedades consideradas para os materiais, que importa obter por via experimental. A utilização do MEF na análise dos modelos também parece ser adequada. O uso de outros métodos de análise de estruturas de blocos, designadamente do método dos elementos discretos, pode ser interessante para reproduzir cenários em que estejam envolvidas não-linearidades do comportamento, designadamente para ações sísmicas.

A deformabilidade das alvenarias foi estimada, nos estudos realizados, a partir de resultados, limitados em quantidade, da observação de deslocamentos. Seria muito importante a realização de trabalhos de índole experimental para a caracterização das propriedades mecânicas da alvenaria aparelhada dos paramentos das barragens e da alvenaria de enchimento. Numa primeira abordagem deveria ser realizada uma recolha de amostras nesta e em outras obras, para proceder a ensaios laboratoriais de caracterização dessas propriedades. Também teria muito interesse a caracterização experimental das propriedades dinâmicas globais da estrutura, através da realização de ensaios de vibração forçada.

Face aos resultados obtidos nas análises efetuadas, considera-se de muito interesse o estudo, para as barragens de alvenaria, da lixiviação das argamassas devida à percolação de água no corpo das barragens e dos seus efeitos estruturais, tanto do ponto de vista experimental como numérico.

9. Referências bibliográficas

- Alves, A., 2007. *Elementos Finitos, a base da tecnologia CAE E*, 5ª Edição, Érica, São Paulo.
- Bamkin, R., 2008. Derwent Reservoir (Derbyshire). Available at: [https://en.wikipedia.org/wiki/Derwent_Reservoir_\(Derbyshire\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Derwent_Reservoir_(Derbyshire)) [Accessed May 24, 2016].
- Batista, A.L. & Farinha, M.L.B., 2014. *Dimensionamento estrutural e controlo da segurança de pequenas barragens de betão*: Curso de projeto, construção e exploração de pequenas barragens, LNEC, Lisboa.
- Batista, H., 2011. *Análise térmica e estrutural de barragens de BCC(betão compactado com cilindros)*. Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Almada.
- Bretas, E., Batista, A. & Lemos, J., 2015. *Análise da estabilidade de uma barragem de gravidade antiga de alvenaria de pedra*: Article, Seminário Nacional de Grandes Barragens, Comitê Brasileiro de Barragens, Foz do Iguaçu.
- Bretas, E.M., Lemos, J.V. & Lourenço, P.B., 2012. *Masonry Dams- Analysis of the historical profiles of Sazilly, Delocre and Rankine*: Article, International Journal of Architectural Heritage, Lisboa.
- Charles, M. & Brogie, O., 1916. *Masonry dam design, including high masonry dams*: 2nd Edition, University of California, New York.
- Cheshire, M., 2015. Old Croton dam. Available at: <https://crotonhistory.org/category/croton-dams/old-croton-dam/>.
- Cismaşiu, C., 2014. *Método dos elementos finitos*, Almada: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Dodier, R., 2014. *Máxima Manual*. Available at: http://maxima.sourceforge.net/docs/manual/pt/maxima_toc.html#SEC_Contents.
- EDP, 2016. Aproveitamento hidroelétrico da Lagoa Comprida. Available at: http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/fotos_videos.php?item_id=32&cp_type=§ion_type=fotos_videos.
- EDP, 2012. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em agosto de 2012*: Retatório, EDP, Porto.
- EDP, 2015. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em julho de 2015*: Retatório, EDP, Porto.
- EDP, 2013. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em maio de 2013*: Retatório, EDP, Porto.
- EDP, 2009. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em março de 2009*: Retatório, EDP, Porto.
- EDP, 2011. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em março de 2011*: Retatório, EDP, Porto.
- EDP, 2010. *Barragem do Covão do Ferro. Resultados da observação geodésica realizada em setembro de 2010*: Retatório, EDP, Porto.
- English School (19th Century), 2013. The Meer Allum Lake, Hyderabad, India. Available at: <http://www.lookandlearn.com/history-images/U204997/The-Meer-Allum-Lake-Hyderabad-India?img=68473&cat=history-pictures> [Accessed May 23, 2016].
- Firmino, C., 2011. *Barragem romana de Belas*. Available at:

- <http://olharescruzados.blogs.sapo.pt/2011/02/> [Accessed May 23, 2016].
- GiD, 2013. *GiD Reference Manual*: User Manual, CIMNE, Barcelona.
- Gomes, A.S. ., 1981. *Automatização das atividades de observação e análise quantitativa de resultados*: Tese de Especialista, LNEC, Lisboa.
- Gutiérrez, F. et al., 2006. *Las presas de abastecimiento en el marco de la ingeniería hidráulica romana. Los casos de Proserpina y Cornalbo.*: Article, Traianvs, Madrid.
- Henriques, F.M.A., 2011. *Comportamento higrótérmico de edifícios* F. M. A. Henriques, ed: Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Almada.
- INAG, 2001. *Curso de exploração e segurança de barragens*, Lisboa.
- Jansen, R., 1980. *Dams from the beginning: Dams and Public Safety (Part I)*, U.S Department of the Interior, Bureau of Reclamation, New York.
- Keaveny, D., 2009. *An afternoon at Lake Parramatta*, Available at: <http://davidkeaveny.blogspot.pt/2009/04/afternoon-at-lake-parramatta.html> [Accessed May 26, 2016].
- Krüger, D.A. V., 2001. *Análise Térmica Transiente de Estruturas de Concreto Executadas por Camadas*, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- LNEC, 2006. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efectuada em 2006*: Nota técnica nº 28/2006, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2007. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efectuada em 2007*: Nota técnica nº 69/2007, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2008. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efectuada em Junho de 2008*: Nota técnica nº 35/2008, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2014a. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efetuada em julho de 2014*: Nota técnica nº 31/2014, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2014b. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efetuada em julho de 2014*, Nota técnica nº 31/2014, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2011. *Barragem de Covão de Ferro. Observação geodésica efetuada em maio de 2011*: Nota técnica nº 21/2011, DBB/NGA, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2017. *Barragem do Covão do Ferro. Análise e interpretação do comportamento observado e avaliação da segurança estrutural*: Relatório em elaboração, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2004a. *Barragem do Covão do Ferro. Apreciação dos estudos de segurança. Aspectos hidráulico-operacionais*: Relatório 181/2004, NRE, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2016. *Barragem do Covão do Ferro. Inspeções à estrutura e ao sistema de observação efetuadas no período de 2006 a 2013*: Nota técnica 10/2016, DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2004b. *Barragem do Covão do Ferro. Parecer sobre o projecto de reabilitação. Aspectos estruturais*: Relatório 187/2004, DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 2014c. *Barragem do Rebordelo. Análise e interpretação do comportamento observado durante o primeiro enchimento da albufeira e primeiro período de exploração*: Relatório 477/2014 DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1963. *Determinação do estado de conservação das argamassas da barragem do Covão do Ferro*: Relatório, Divisão de Medidas Geodésicas, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1959. *Observação da barragem do Covão do Ferro*: Relatório, Secção de Barragens, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1969. *Observação da barragem do Covão do Ferro*: Relatório, Divisão de Medidas Geodésicas, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1964. *Observação da barragem do Covão do Ferro*: Relatório, Divisão de Aglomerantes e Betões, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1987. *Observação da barragem do Covão do Ferro. Parecer sobre o comportamento da obra*: Relatório 96/1988, DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1993. *Observação da barragem do Covão do Ferro. Parecer sobre o comportamento da obra*: Relatório 203/1993, DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1990. *Observação da barragem do Covão do Ferro. Parecer sobre o comportamento da obra*: Relatório 96/1990, DBB/NO, LNEC, Lisboa.
- LNEC, 1983. *Observação geodésica da barragem do Covão do Ferro e análise química das águas da albufeira e da infiltrada.*, Lisboa: Relatório, NMG, LNEC.

- Mathworks, 2016. *Matlab Primer*, Available at: https://www.mathworks.com/help/pdf_doc/matlab/getstart.pdf.
- Morrison, C. & Brodie, O., 1916. *High Masonry Dam Design*, 2nd Edit.: book contributor University of California Librares, J. Wiley & sons, New York.
- NOIB, 1993. *Normas de Observação e Inspeção de Barragens*: Portaria N.º 847/93. Diário da República. Lisboa.
- NPB, 1993. *Normas de Projeto de Barragen*: Portaria N.º 846/93. Diário da Repúblicas, Lisboa.
- Oliveira, S.B.M., 2000. *Modelos para a análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulação de dano*, Tese de doutoramento, FEUP, Porto.
- Pereira, O.J.B.A., 2005. *Introdução ao método dos elementos finitos na análise de problemas planos de elasticidade*: Documento de apoio, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Portela, E.T., 1999. *Novas metodologias de apoio ao controlo de segurança de barragens de betão. Uma abordagem através de sistemas periciais*: Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Project, H., 2009. Sadd Al-Kafara, the oldest dam in the world. Available at: <http://www.hydropiaproject.info/en/egypt-sadd-al-kafara-dam/relevance9/> [Accessed May 23, 2016].
- Ramos, J.M. & Lemos, J.V., 2000. Barragens de alvenaria em exploração em Portugal. Deterioração, modelação, reabilitação, LNEC, Lisboa.
- RSB, 2007. *Regulamento de Segurança de Barragens*, Lisboa:Decreto-Lei nº 11/1990. Diário da República, 1990, e Decreto-Lei nº 344/2007. Diário da República, Lisboa.
- Scuero, A. et al., 2007. *Rehabilitation of Covão do Ferro masonry dam*: 5th International Conference on Dam Engineering, LNEC, Lisboa.
- Silva, H., 1993. *Estudo do envelhecimento das barragens de betão e de alvenaria. Alteração físico-química dos materiais*: Tese de especialista, LNEC, Lisboa.
- Silveira, A., 1961. *As variações de temperatura nas barragens*: Memória N° 177: LNEC, Lisboa.
- Silveira, A., 1962. *Breve história das barragens de alvenaria e betão até meados do século 20*: LNEC, Lisboa.
- Tecnasol, 2007. *Reabilitação da barragem do Covão do Ferro*: Relatório de intervenção no verão de 2007, Tecnasol, Lisboa.
- Tecnasol-Tetraplano, *Barragem do Covão do Ferro*: Projecto de reabilitação, Tecnasol-Tetraplano, Lisboa.

ANEXO I

ASPETOS PRÁTICOS DA APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Apresenta-se um exemplo de aplicação do MEF a uma estrutura plana do tipo barragem gravidade, com módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν , com o objetivo de mostrar todos os passos inerentes a este método.

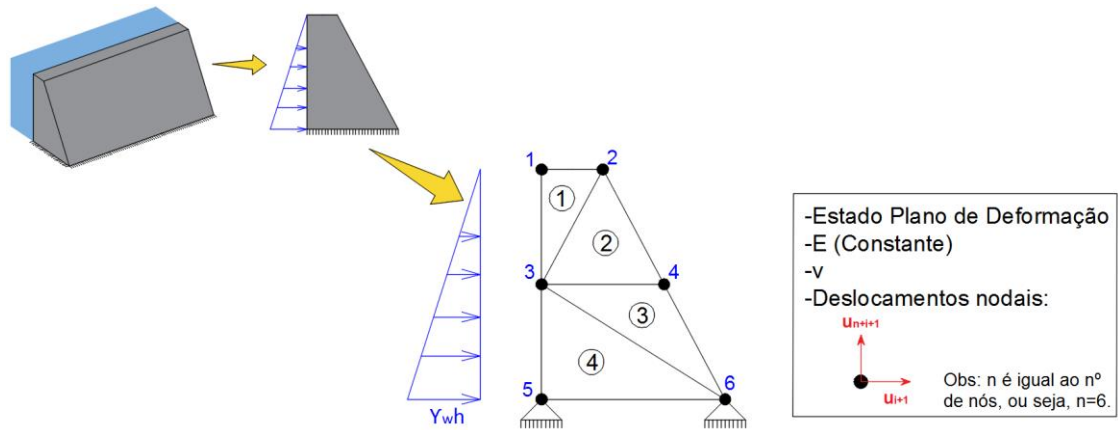
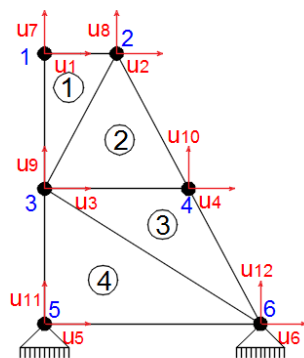


Figura 1 - Estrutura, malha de cálculo e ação consideradas no exemplo de aplicação do MEF.

A secção da barragem é constante ao longo do seu desenvolvimento pelo que a análise pode ser feita considerando um modelo em estado plano de deformação. Considerou-se uma discretização através de uma malha de elementos finitos formada por 4 elementos triangulares e 6 pontos nodais. Os elementos finitos triangulares (Figura 1) têm 3 pontos nodais e 2 graus de liberdade por nó. Para a pressão hidrostática pretende-se efetuar uma análise estática, para calcular o campo de deslocamentos e tensões.

Na Figura 2 estão representados os deslocamentos no referencial global. Após o cálculo das matrizes de rigidez elementares será feita a assemblagem da matriz de rigidez global.

Deslocamentos Globais



Deslocamentos Locais

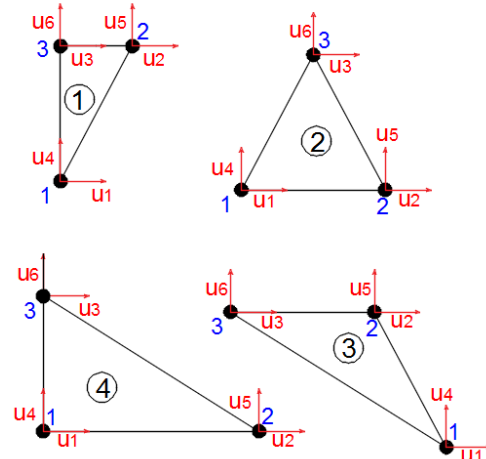


Figura 2 - Representação dos deslocamentos globais da estrutura e dos deslocamentos de cada elemento finito.

Designando por $\Omega_{(3)}$ o subdomínio de um elemento finito, por exemplo o correspondente ao elemento 3, na Figura 3 representam-se os deslocamentos horizontais dos três pontos nodais, considerando nulos os restantes.

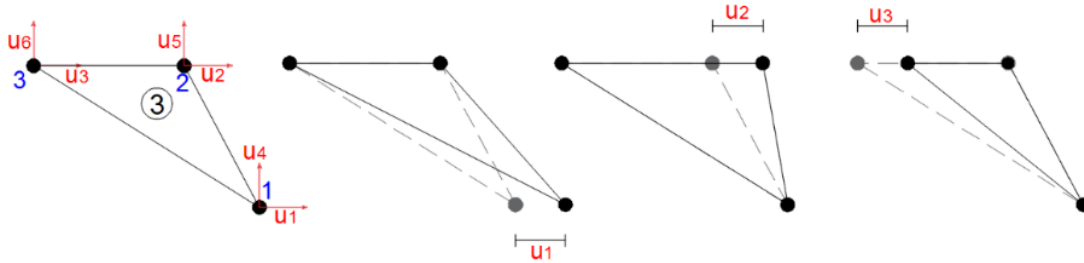


Figura 3 - Deslocamentos horizontais dos três pontos nodais do elemento 3, considerando nulos os restantes.

Considerando x a direção horizontal, é possível escrever a função que representa o campo de deslocamentos segundo x na forma,

$$u_x(x, y) = \Psi_{(3)1}(x, y)u_{(3)1} + \Psi_{(3)2}(x, y)u_{(3)2} + \Psi_{(3)3}(x, y)u_{(3)3} \quad (1)$$

sendo $\Psi_{(3)i}(x, y)$ a função linear que tem o valor 1 segundo o deslocamento u_i do elemento 3 e o valor 0 para os restantes deslocamentos em (x_i, y_i) . Por exemplo, para o ponto nodal 1, com coordenadas (x_1, y_1) , o deslocamento horizontal u_1 pode ser calculado substituindo (x_1, y_1) na equação 8,1, ficando,

$$\begin{aligned} u_x(x_1, y_1) &= \Psi_{(3)1}(x_1, y_1)u_{(3)1} + \Psi_{(3)2}(x_1, y_1)u_{(3)2} + \Psi_{(3)3}(x_1, y_1)u_{(3)3} \\ u_x(x_1, y_1) &= 1 \cdot u_{(3)1} + 0 \cdot (x, y)u_{(3)2} + 0 \cdot (x, y)u_{(3)3} \\ u_x(x_1, y_1) &= u_{(3)1} \end{aligned}$$

Estas funções de interpolação podem ser escritas na forma $\Psi_{(3)1} = \alpha_1 + \alpha_2x + \alpha_3y$. Estas funções são definidas através do triângulo de Pascal, considerando o número de nós do elemento (se um elemento tem 3 nós, o polinómio utilizado na função de interpolação terá também 3 coeficientes. Na Figura 4 está representada a regra considerada para o grau do polinómio, considerando o triângulo de Pascal.

$$\begin{array}{ccccc} & & 1 & & \\ & x & & y & \\ x^2 & & xy & & y^2 \\ x^3 & x^2y & & xy^2 & y^3 \end{array}$$

Figura 4 - Grau do polinómio das funções de interpolação considerando o triângulo de Pascal.

O campo de deslocamentos do elemento 3 pode ser escrito na forma,

$$u|_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} = \begin{bmatrix} u_x(x,y) \\ u_y(x,y) \end{bmatrix}_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} = \Psi_{(3)} u_{(3)} \quad (2)$$

sendo as funções definidoras dos deslocamentos $u_y(x,y)$ construídas de maneira análoga às usadas para os descolamentos $u_x(x,y)$.

$$u_y(x,y) = \Psi_{(3)1}(x,y)u_{(3)4} + \Psi_{(3)2}(x,y)u_{(3)5} + \Psi_{(3)3}(x,y)u_{(3)6} \quad (3)$$

A função $\Psi_{(3)i}$ é designada por função de interpolação do elemento 3 para os 6 graus de liberdades definidos por u_i . A função $u|_{(x,y) \in \Omega_{(3)}}$, que representa o campo de deslocamentos para (x_i, y_i) é,

$$u|_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} = \begin{bmatrix} u_x(x_i, y_i) \\ u_y(x_i, y_i) \end{bmatrix}_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} = \begin{bmatrix} u_i \\ u_{n+i} \end{bmatrix}, \quad n = 3 \text{ (nº de nós do elemento)}$$

Os valores dos coeficientes das funções $\Psi_{(3)i}$ podem ser determinados pelas seguintes expressões matriciais,

$$\begin{aligned} u|_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} &= \Psi_{(3)} u_{(3)} = \begin{bmatrix} u_x(x,y) \\ u_y(x,y) \end{bmatrix}_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} \\ &= \begin{bmatrix} \Psi_{(3)1} & \Psi_{(3)2} & \Psi_{(3)3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Psi_{(3)1} & \Psi_{(3)2} & \Psi_{(3)3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{(3)1} \\ u_{(3)2} \\ u_{(3)3} \\ u_{(3)4} \\ u_{(3)5} \\ u_{(3)6} \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

O campo de deslocamentos pode ser escrito sob a seguinte forma matricial,

$$u|_{(x,y) \in \Omega_{(e)}} = \Phi \alpha \quad (4)$$

sendo que,

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} e \alpha^T = \{\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad \alpha_3 \quad \beta_1 \quad \beta_2 \quad \beta_3\}$$

Explicitando para todos pontos nodais, tem-se que,

$$\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{(3)1} \\ u_{(3)2} \\ u_{(3)3} \\ u_{(3)4} \\ u_{(3)5} \\ u_{(3)6} \end{Bmatrix} \leftrightarrow A_{(3)} \alpha = u_{(3)}$$

onde A é uma matriz quadrada, com dimensão do número de graus de liberdade do elemento, sendo α o vetor dos coeficientes das funções de interpolação $\Psi_{(3)}$ e $u_{(3)}$ o vetor dos deslocamentos nodais. Podem estabelecer-se as relações,

$$\begin{aligned} u|_{(x,y) \in \Omega_{(3)}} &= \Phi \alpha = \Phi A_{(3)}^{-1} u_{(3)} = \Psi_{(3)} u_{(3)} \\ \Psi_{(3)} &= \Phi A_{(3)}^{-1} \end{aligned} \quad (5)$$

De forma similar podem determinar-se as funções de interpolação para representar o campo de deslocamentos dos restantes elementos. O procedimento utilizado garante a compatibilidade de deslocamentos entre os pontos nodais comuns aos elementos.

A equação 6 garante que as deformações virtuais $\bar{\varepsilon}$ são correspondentes aos deslocamentos virtuais \bar{u} . Considerando a relação entre deslocamentos e as deformações, as deformações virtuais podem ser obtidas derivando o campo de deslocamentos,

$$\bar{\varepsilon}(x, y) = D\bar{u} \quad (6)$$

sendo D o operador diferencial de compatibilidade e \bar{u} o campo de deslocamentos virtuais de um elemento finito arbitrário (e), que pode ser escrito na forma,

$$\bar{u}|_{(x,y) \in \Omega(e)} = \Psi_{(e)} \bar{u}_{(e)} \quad (7)$$

Substituindo a equação 6 em 7 tem-se,

$$\bar{\varepsilon}_{(e)} = D\Psi_{(e)} \bar{u}_{(e)} \quad (8)$$

O vetor das extensões é dado por,

$$\bar{\varepsilon}_{(e)} = E_{(e)} \bar{u}_{(e)}, \quad E_{(e)} = D\Psi_{(e)} \quad (9)$$

A matriz $E_{(e)}$ relaciona os deslocamentos e as deformações.

As tensões, organizadas no vetor $\sigma_{(e)}$ para o elemento (e) são calculadas a partir das deformações reais $\varepsilon_{(e)}$, que são obtidas a partir dos deslocamentos reais, a partir de,

$$\sigma_{(e)} = k\varepsilon_{(e)}, \quad \sigma_{(e)} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

em que k é a matriz de elasticidade para o estado plano de deformação. Assim é possível escrever a equação de equilíbrio para cada elemento arbitrário (e) sob a forma de,

$$\begin{aligned} \sum_e \int_{A(e)} \bar{\varepsilon}_{(e)}^T \sigma_{(e)} dA_{(e)} \\ = \sum_e \int_{A(e)} \bar{u}_{(e)}^T f_{(e)}^b dA_{(e)} \\ + \sum_e \int_{A(e)} \bar{u}_{(e)}^T f_{(e)}^{\Gamma\sigma} d\Gamma_{\sigma(e)} + \sum_i \bar{u}_i F_i \end{aligned} \quad (11)$$

Substituindo as equações 9 e 10 na equação 11, tem-se,

$$\begin{aligned}
 \sum_e \bar{u}_{(e)}^T \int_{A(e)} E^T_{(e)} k_{(e)} E_{(e)} dA_{(e)} \cdot u_{(e)} & \quad (12) \\
 = \sum_e \bar{u}_{(e)}^T \int_{A(e)} \Psi^T_{(e)} f^b_{(e)} dA_{(e)} \\
 + \sum_e \bar{u}_{(e)}^T \int_{A(e)} \Psi^T_{(e)} f^{\Gamma}_{(e)} d\Gamma_{\sigma(e)} + \bar{u}_{(e)}^T F_i
 \end{aligned}$$

O primeiro membro da equação 12 permite o cálculo da matriz de rigidez de cada elemento (e), que pode ser escrita na forma,

$$K_{(e)} = \int_{A(e)} E^T_{(e)} k_{(e)} E_{(e)} dA_{(e)} \quad (13)$$

Os termos da matriz de rigidez de cada elemento podem ser considerados como forças nodais para um deslocamento unitário no grau de liberdade em causa, mantendo deslocamentos nulos nos restantes graus de liberdade. Por exemplo, na Figura 5 no nó 2 do elemento 2 é imposto um deslocamento $u_2 = 1$ e os deslocamentos nos restantes nós são nulos, o que permite obter a segunda coluna da matriz de rigidez elementar.

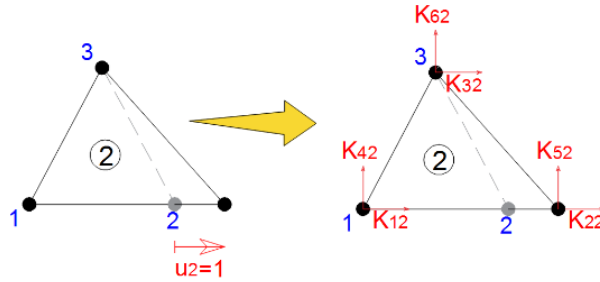


Figura 5 - Representação gráfica das forças geradas nos nós devido ao deslocamento unitário imposto, mantendo os restantes nulos.

A matriz de rigidez elementar é quadrada e o número de colunas e linhas corresponde ao número de graus de liberdade do elemento.

$$K_2 = \begin{bmatrix} u_1 & u_2 & u_3 & u_4 & u_5 & u_7 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{bmatrix}$$

Considere-se a estrutura em análise, sujeita a forças de massa, forças distribuídas e forças concentradas (Figura 6).

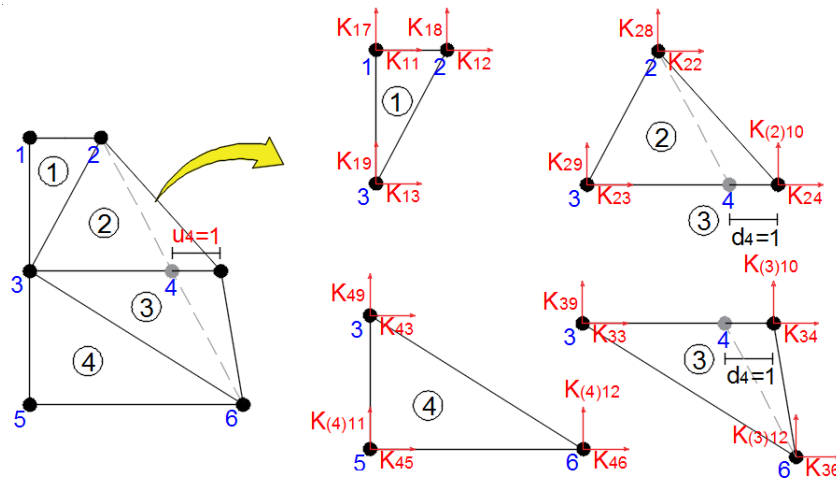


Figura 7 - Representação gráfica dos deslocamentos unitários dos nós com vista à montagem da matriz de rigidez global (exemplo para o nó 4).

A dimensão da matriz de rigidez global é igual ao número de graus de liberdade do sistema (para uma estrutura plana com 6 pontos nodais e 2 graus de liberdade por nó, será uma matriz quadrada de dimensão 12)

$$K_{global} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} & K_{17} & K_{18} & K_{19} & K_{110} & K_{111} & K_{112} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} & K_{27} & K_{28} & K_{29} & K_{210} & K_{211} & K_{212} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} & K_{37} & K_{38} & K_{39} & K_{310} & K_{311} & K_{312} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} & K_{47} & K_{48} & K_{49} & K_{410} & K_{411} & K_{412} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} & K_{57} & K_{58} & K_{59} & K_{510} & K_{511} & K_{512} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} & K_{67} & K_{68} & K_{69} & K_{610} & K_{611} & K_{612} \\ K_{71} & K_{72} & K_{73} & K_{74} & K_{75} & K_{76} & K_{77} & K_{78} & K_{79} & K_{710} & K_{711} & K_{712} \\ K_{81} & K_{82} & K_{83} & K_{84} & K_{85} & K_{86} & K_{87} & K_{88} & K_{89} & K_{810} & K_{811} & K_{812} \\ K_{91} & K_{92} & K_{93} & K_{94} & K_{95} & K_{96} & K_{97} & K_{98} & K_{99} & K_{910} & K_{911} & K_{912} \\ K_{101} & K_{102} & K_{103} & K_{104} & K_{105} & K_{106} & K_{107} & K_{108} & K_{109} & K_{1010} & K_{1011} & K_{1012} \\ K_{111} & K_{112} & K_{113} & K_{114} & K_{115} & K_{116} & K_{117} & K_{118} & K_{119} & K_{1110} & K_{1111} & K_{1112} \\ K_{121} & K_{122} & K_{123} & K_{124} & K_{125} & K_{126} & K_{127} & K_{128} & K_{129} & K_{1210} & K_{1211} & K_{1212} \end{bmatrix}$$

Por exemplo, a quarta coluna da matriz de rigidez global corresponde às forças necessárias para obter a deformada representada na Figura 7, sendo,

$$K_{global} = \sum K_{elementar}$$

$$\begin{bmatrix} K_{14} \\ K_{24} \\ K_{34} \\ K_{44} \\ K_{54} \\ K_{64} \\ K_{74} \\ K_{84} \\ K_{94} \\ K_{104} \\ K_{114} \\ K_{124} \end{bmatrix}_{matriz\ global} = \begin{bmatrix} K_{11} \\ K_{12} + K_{22} \\ K_{13} + K_{23} + K_{43} + K_{33} \\ K_{24} + K_{34} \\ K_{45} \\ K_{46} + K_{36} \\ K_{17} \\ K_{18} + K_{28} \\ K_{19} + K_{29} + K_{49} + K_{39} \\ K_{210} + K_{310} \\ K_{411} \\ K_{412} + K_{312} \end{bmatrix}$$

Figura 8.6

Considerando todas as condições de fronteira do problema estrutural e as forças aplicadas sobre a estrutura como forças nodais, obtém-se o sistema governativo,

$$\begin{bmatrix} K_{global} & -e_i \\ -e_i^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d \\ \lambda_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ -u^F \end{Bmatrix} \quad (16)$$

onde as condições de fronteira u^F ($u_5 = u_6 = u_{11} = u_{12} = 0$) são impostas utilizando a matriz e_i ,

$$e_i^T = \begin{bmatrix} u_1 & u_2 & u_3 & u_4 & u_5 & u_6 & u_7 & u_8 & u_9 & u_{10} & u_{11} & u_{12} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

O número de colunas da matriz e_i depende do número de deslocamentos restringidos (para o exemplo é de 4) e o número de linhas é igual ao número de graus de liberdade (12 graus de liberdade no caso do exemplo). O vetor u^F é escrito na forma,

$$u^F = \{0 \ 0 \ 0 \ 0\}$$

No problema proposto pretende-se calcular a resposta estrutural para a pressão hidrostática sobre o paramento d montante da barragem. Assim $F_B = F_r = 0$ e $F = F_i$, então o vetor das F das forças aplicadas é obtido da seguinte maneira (Figura 8)

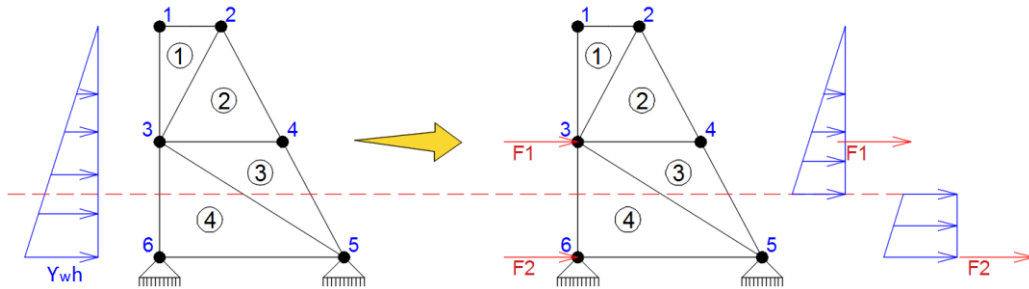


Figura 8 - Representação gráfica das forças aplicadas à estrutura e das forças nodais equivalentes.

As forças F1, F2 e F3 são calculadas numericamente considerando as zonas de influência delimitadas pelas linhas vermelhas, para serem aplicadas nos pontos nodais. O vetor F escreve-se na forma,

$$F = \{F1 \ 0 \ F2 \ 0 \ F3 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0\}$$

F1, F2 e F3 dizem respeito aos graus de liberdade dos deslocamentos u_1, u_{13} e u_5 , por isso estão localizados nas 1ª, 3ª e 5ª posições do vetor. As incógnitas do problema são os vetores u (deslocamentos nodais) e λ_r (reações de apoio) (Figura 9), tal que,

$$u = \{u_1 \ u_2 \ u_3 \ u_4 \ u_5 \ u_6 \ u_7 \ u_8 \ u_9 \ u_{10} \ u_{11} \ u_{12}\}$$

$$\lambda_r = \{H5 \ H6 \ V5 \ V6\}$$

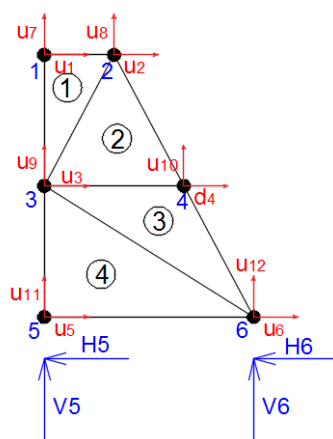


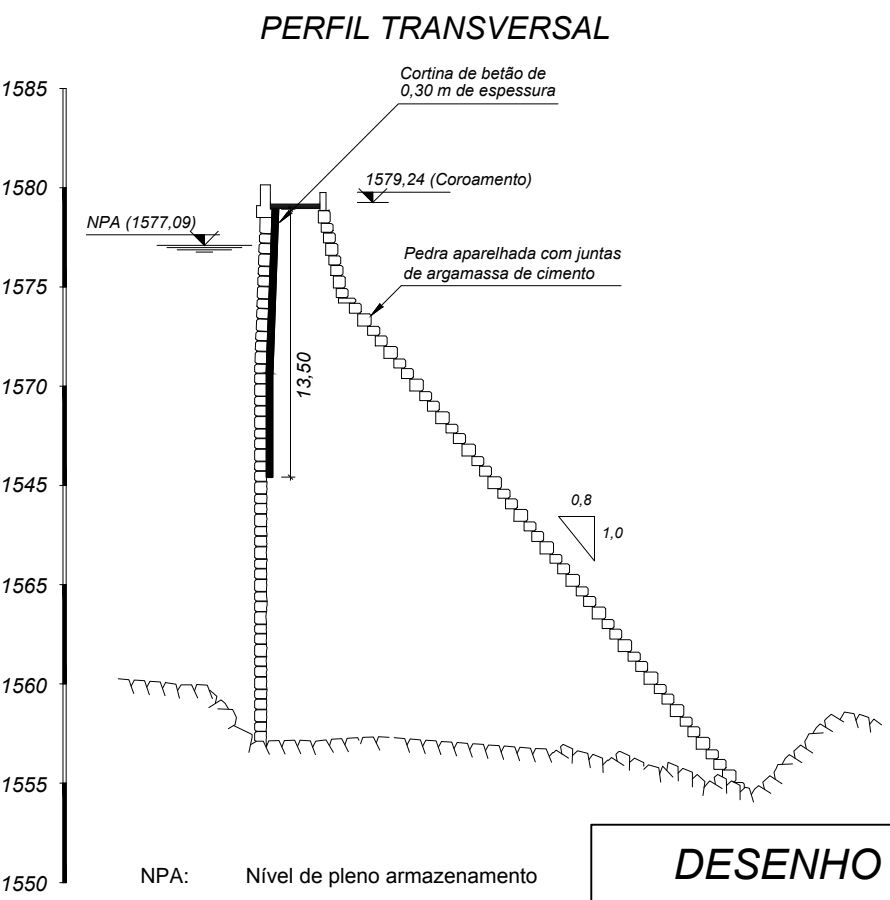
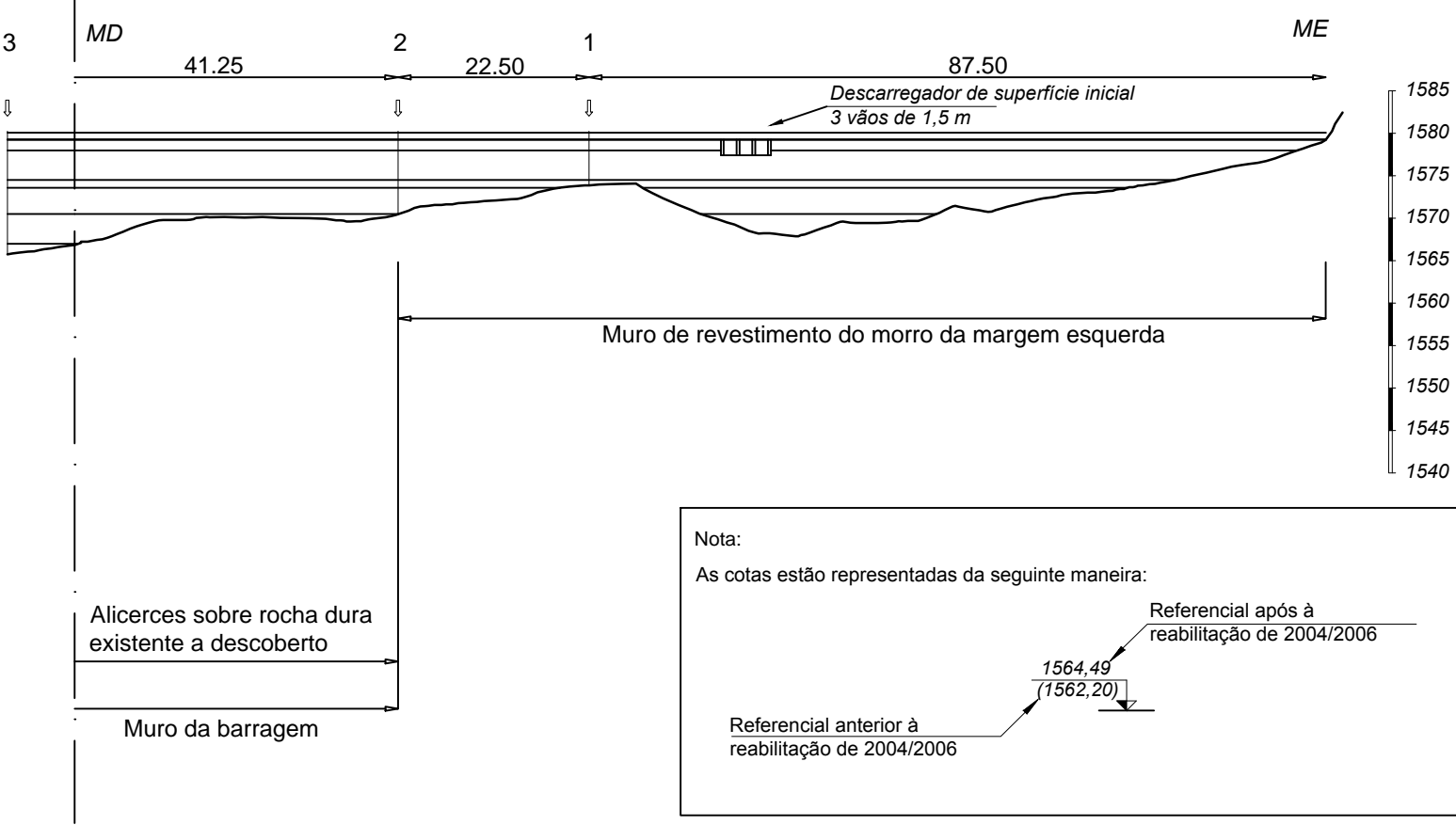
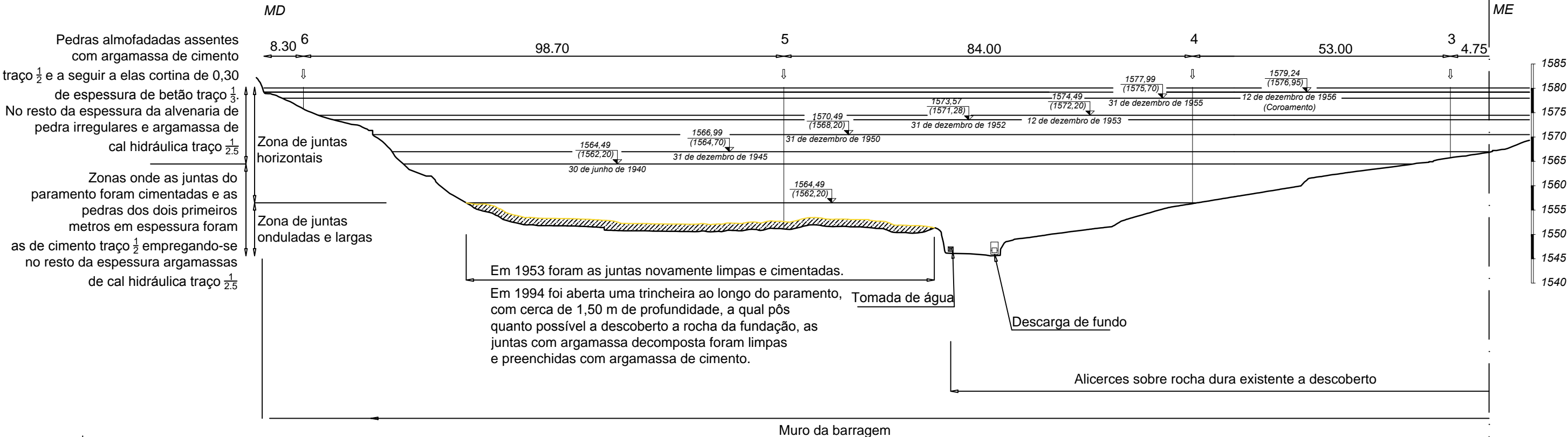
Figura 9 - Incógnitas do problema estrutural.

(página deixada deliberadamente em branco)

ANEXO II

EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO

EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO
PERFIL LONGITUDINAL PLANIFICADO (VISTA DE JUSANTE, MAS COM REPRESENTAÇÃO DAS ALTURAS A MONTANTE)



ANEXO III

SISTEMA DE OBSERVAÇÃO DA BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO

PLANTA DA BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO
Esc 1:500

DRENOS

Dreno da máscara	Cota da boca (m)	Dreno de fundação	Cota da boca (m)	Dreno de fundação	Cota da boca (m)
D1	1574,4	CD1	1552,8	CD16	1552,4
D2	1572,8	CD2	1552,9	CD17	1552,3
D3	(?)	CD3	1553,0	CD18	1552,5
D4	1547,9	CD4	1553,2	CD20	1554,9
D5	(?)	CD5	1553,3	CD21	1556,5
		CD6	1553,4	CD22	1557,5
		CD7	1553,5	CD23	1558,3
		CD8	1553,9	CD24	1558,7
		CD9	1554,4	CD25	1559,0
		CD10	1554,5	CD26	1559,2
		CD11	1554,5	CD27	1559,3
		CD12	1554,5	CD28	1559,5
		CD13	1554,3	CD29	1559,6
		CD14	1552,5	CD30	1559,5
		CD15	1551,8	CD31	1559,4

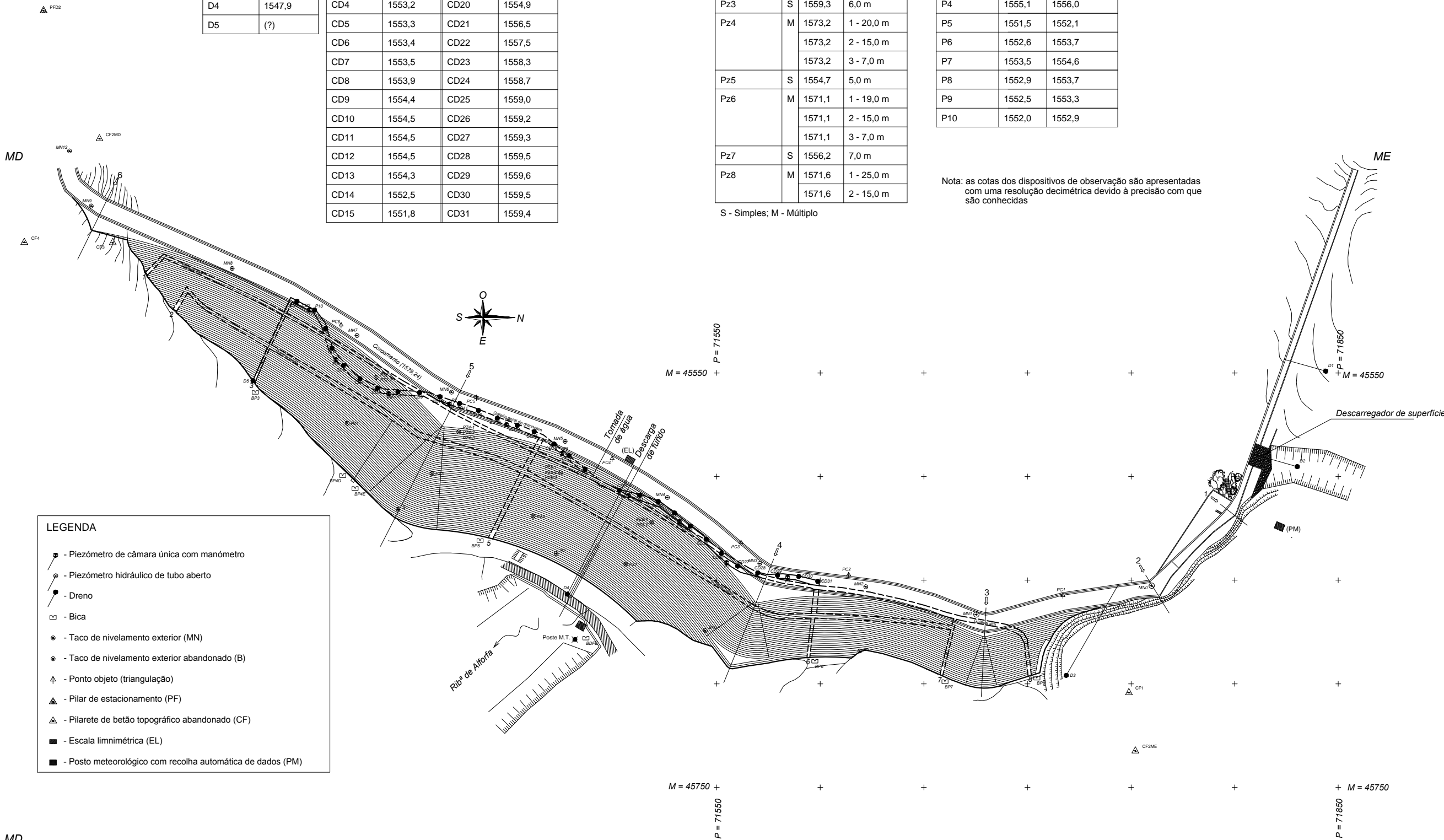
PIEZÔMETROS

Piezômetro de tubo aberto	Tipo	Cota da boca (m)	Profundidade da câmara
Pz1	S	1554,2	6,0 m
Pz2	M	1571,1	1 - 16,8 m
		1571,1	2 - 7,0 m
Pz3	S	1559,3	6,0 m
Pz4	M	1573,2	1 - 20,0 m
		1573,2	2 - 15,0 m
		1573,2	3 - 7,0 m
Pz5	S	1554,7	5,0 m
Pz6	M	1571,1	1 - 19,0 m
		1571,1	2 - 15,0 m
		1571,1	3 - 7,0 m
Pz7	S	1556,2	7,0 m
Pz8	M	1571,6	1 - 25,0 m
		1571,6	2 - 15,0 m

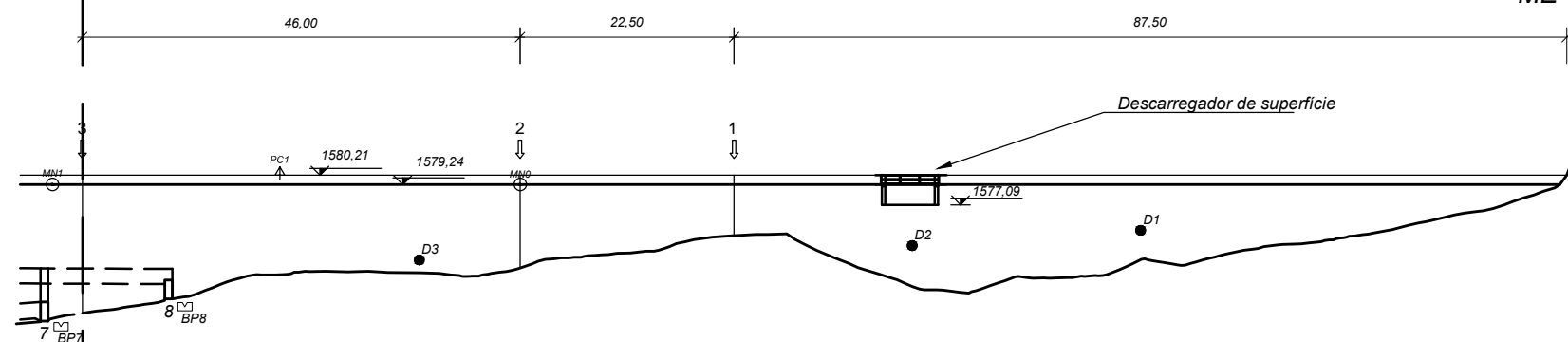
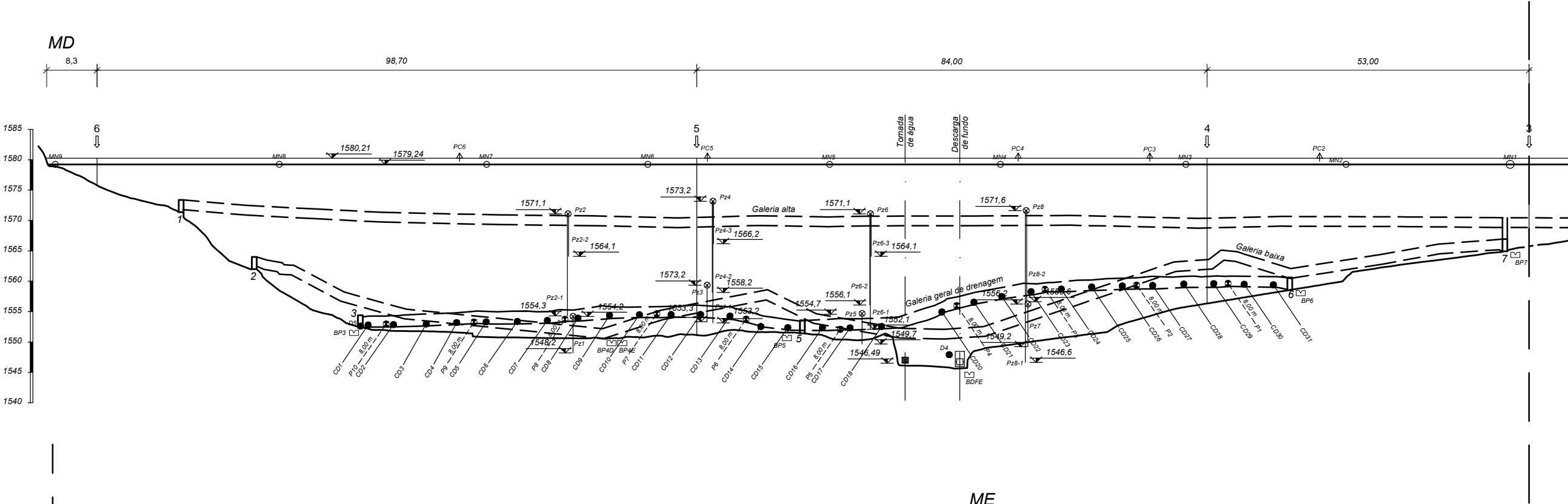
Piezômetro c/ manômetro	Cota no piso (m)	Cota do manômetro (m)
P1	1558,6	1559,6
P2	1558,2	1559,3
P3	1557,7	1558,7
P4	1555,1	1556,0
P5	1551,5	1552,1
P6	1552,6	1553,7
P7	1553,5	1554,6
P8	1552,9	1553,7
P9	1552,5	1553,3
P10	1552,0	1552,9

Nota: as cotas dos dispositivos de observação são apresentadas com uma resolução decimétrica devido à precisão com que são conhecidas

S - Simples; M - Múltiplo



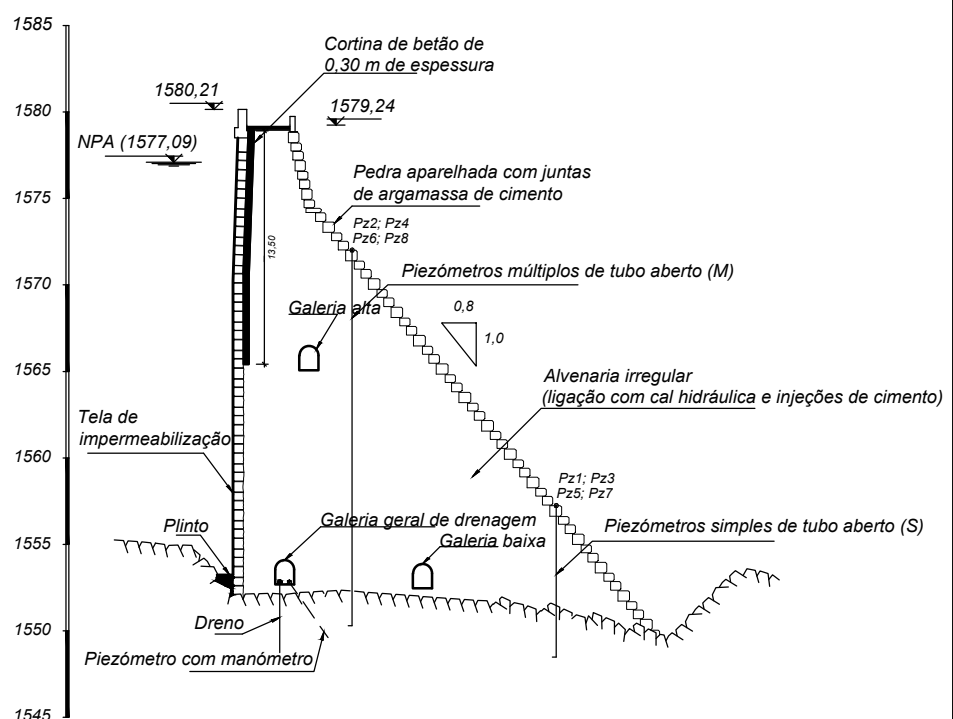
PERFIL LONGITUDINAL PLANIFICADO (VISTA DE JUSANTE, MAS COM REPRESENTAÇÃO DAS ALTURAS A MONTANTE)



LEGENDA

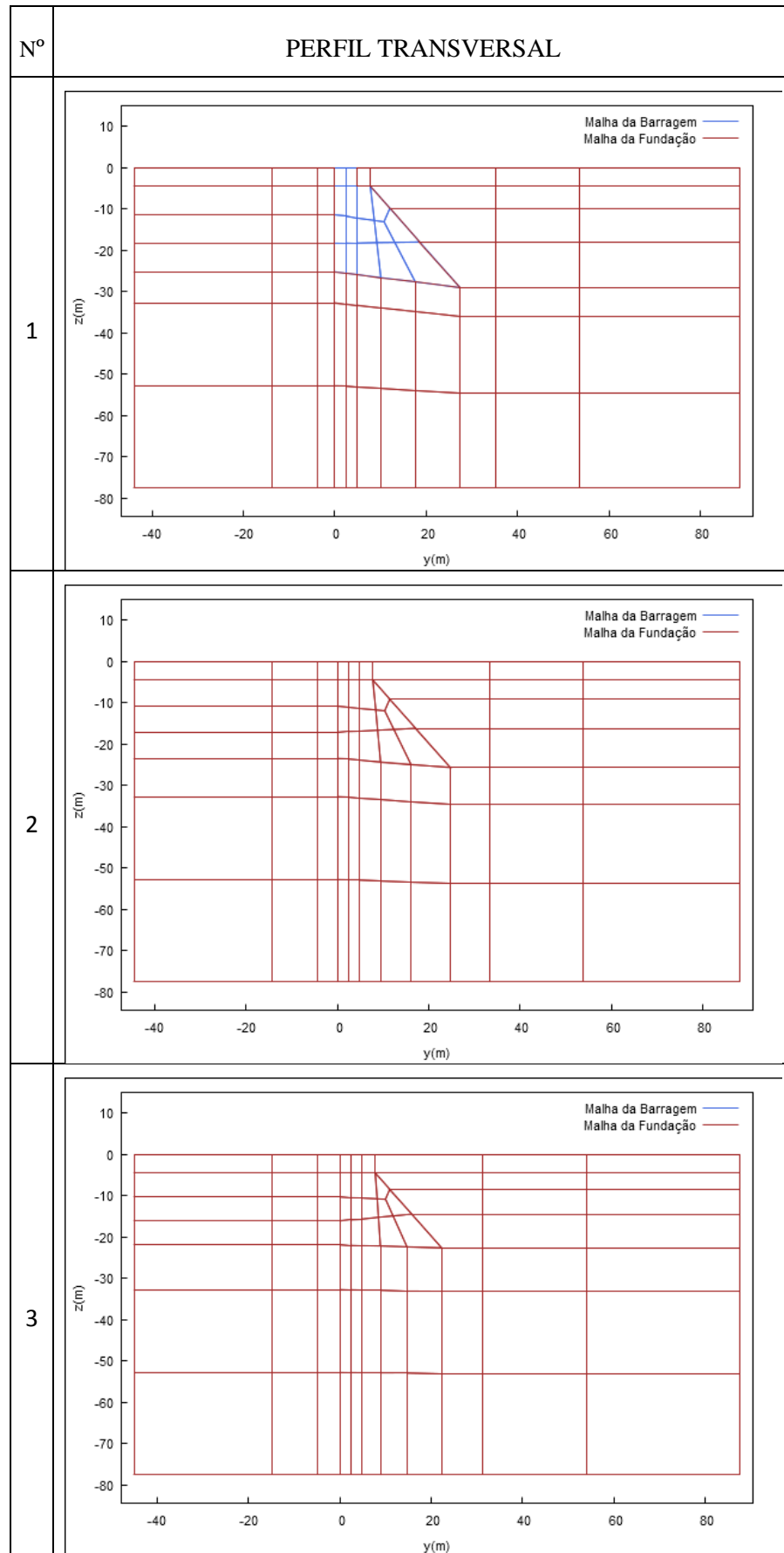
- Piezómetro de câmara única com manómetro
- Piezómetro hidráulico de tubo aberto
- Dreno
- Bica
- Taco de nivelamento exterior (MN)
- Taco de nivelamento exterior abandonado (B)
- Ponto objeto (triangulação)
- Pilar de estacionamento (PF)
- Pilarete de betão topográfico abandonado (CF)
- Escala limnométrica (EL)
- Posto meteorológico com recolha automática de dados (PM)

PERFIL TRANSVERSAL TIPO

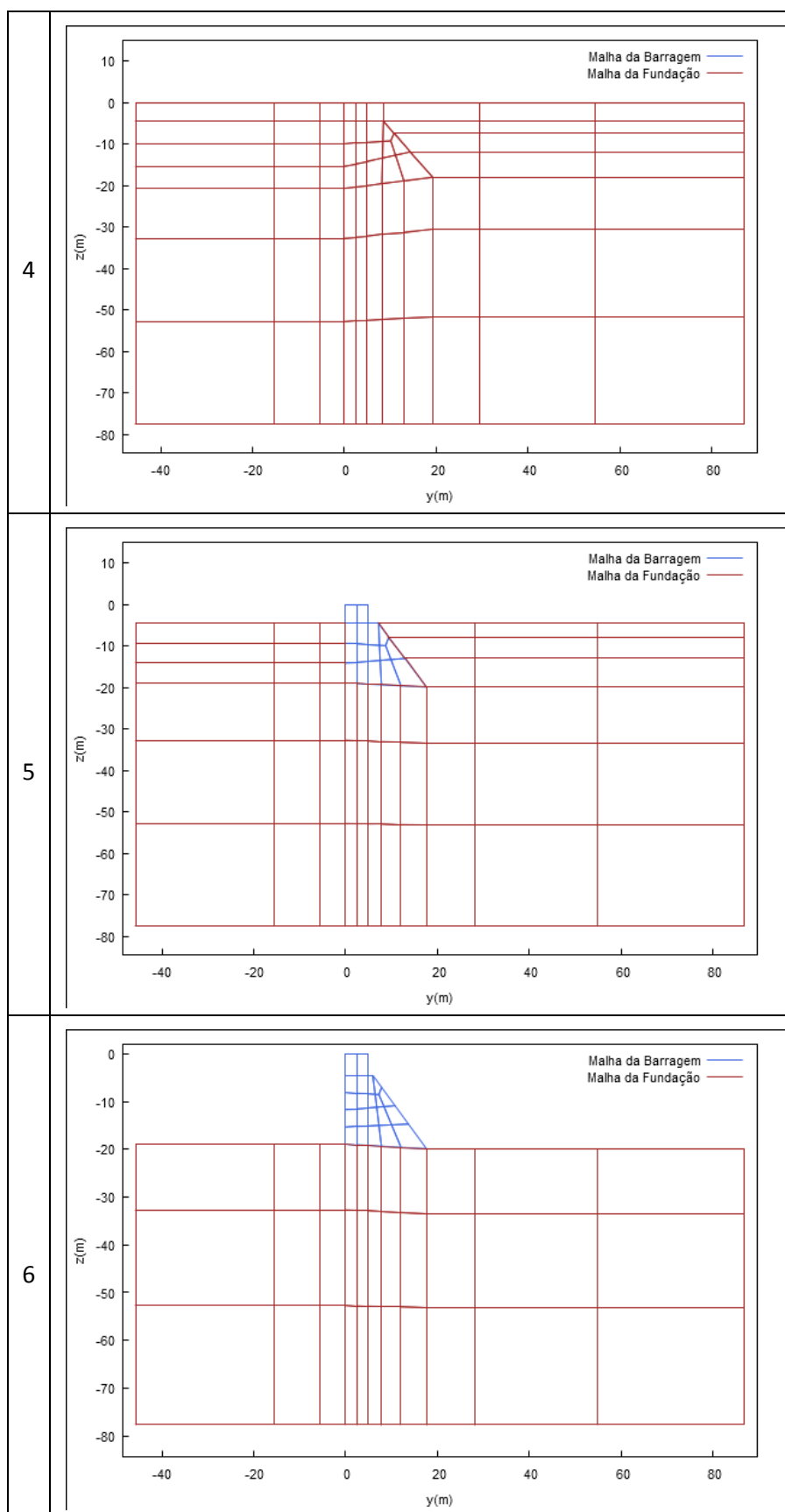


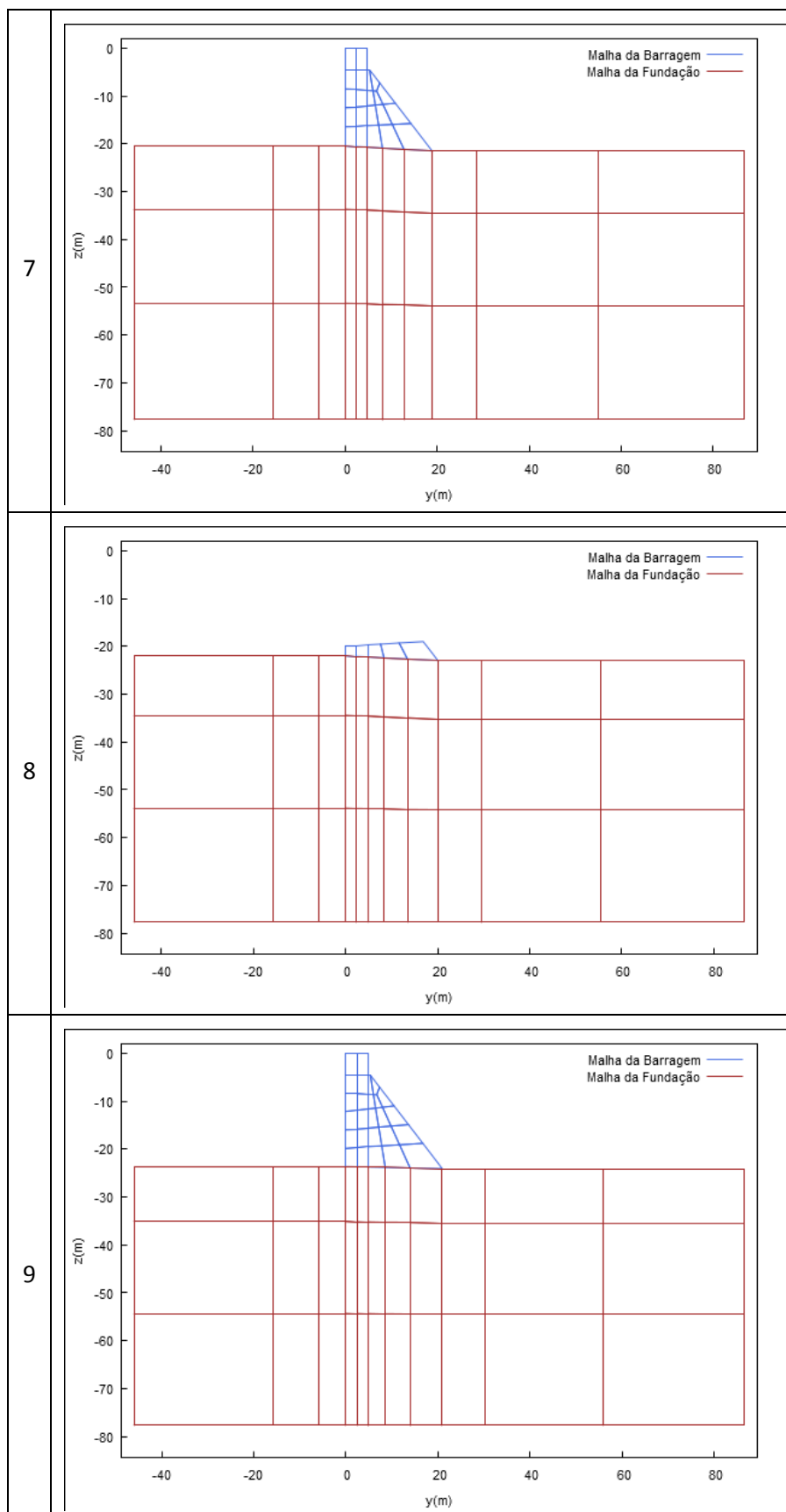
ANEXO IV

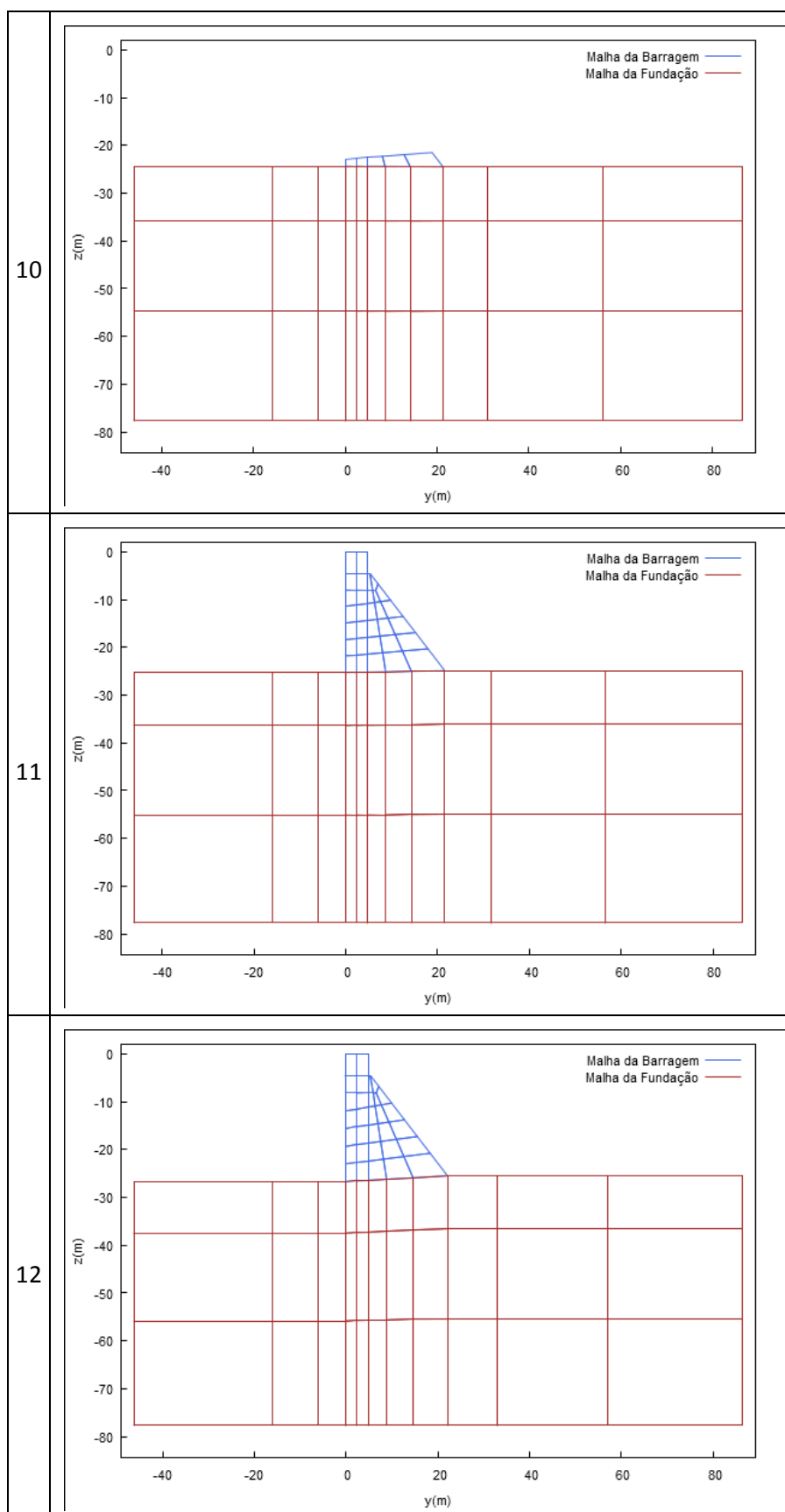
**MALHAS AUXILIARES PARA ELABORAÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL DA
BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO**

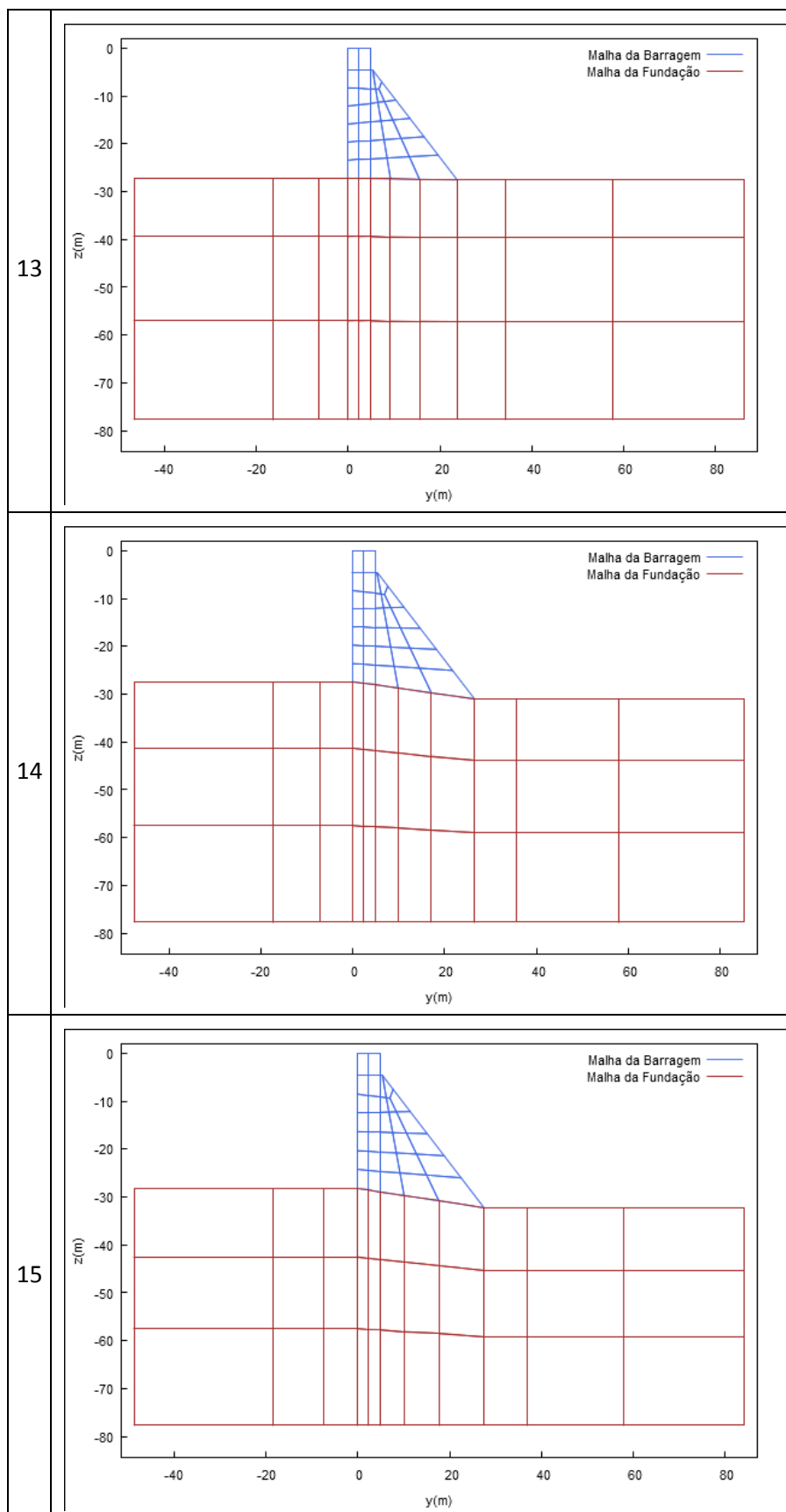


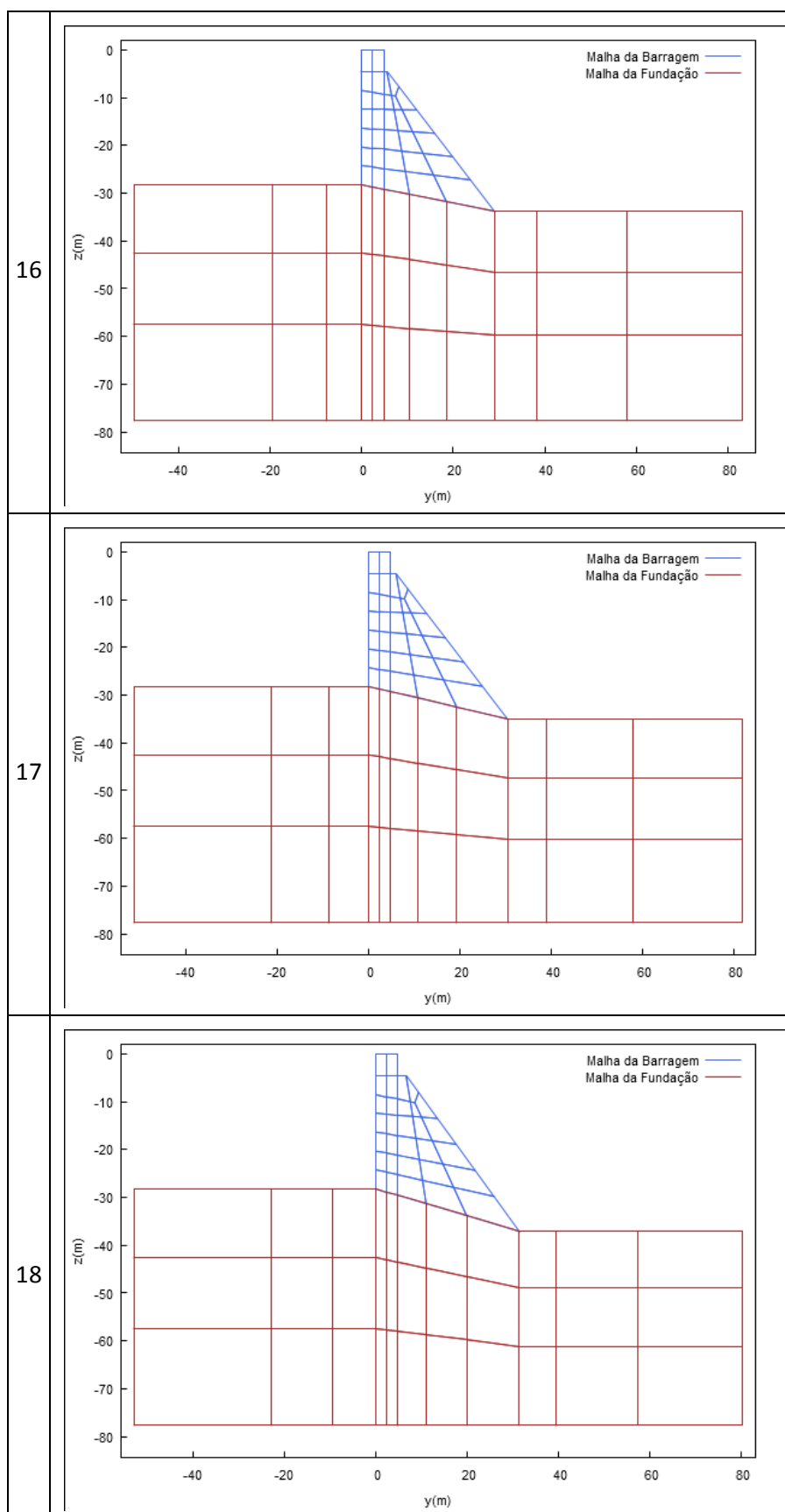
Anexo IV – Malhas auxiliares para elaboração do modelo tridimensional da barragem do Covão do Ferro

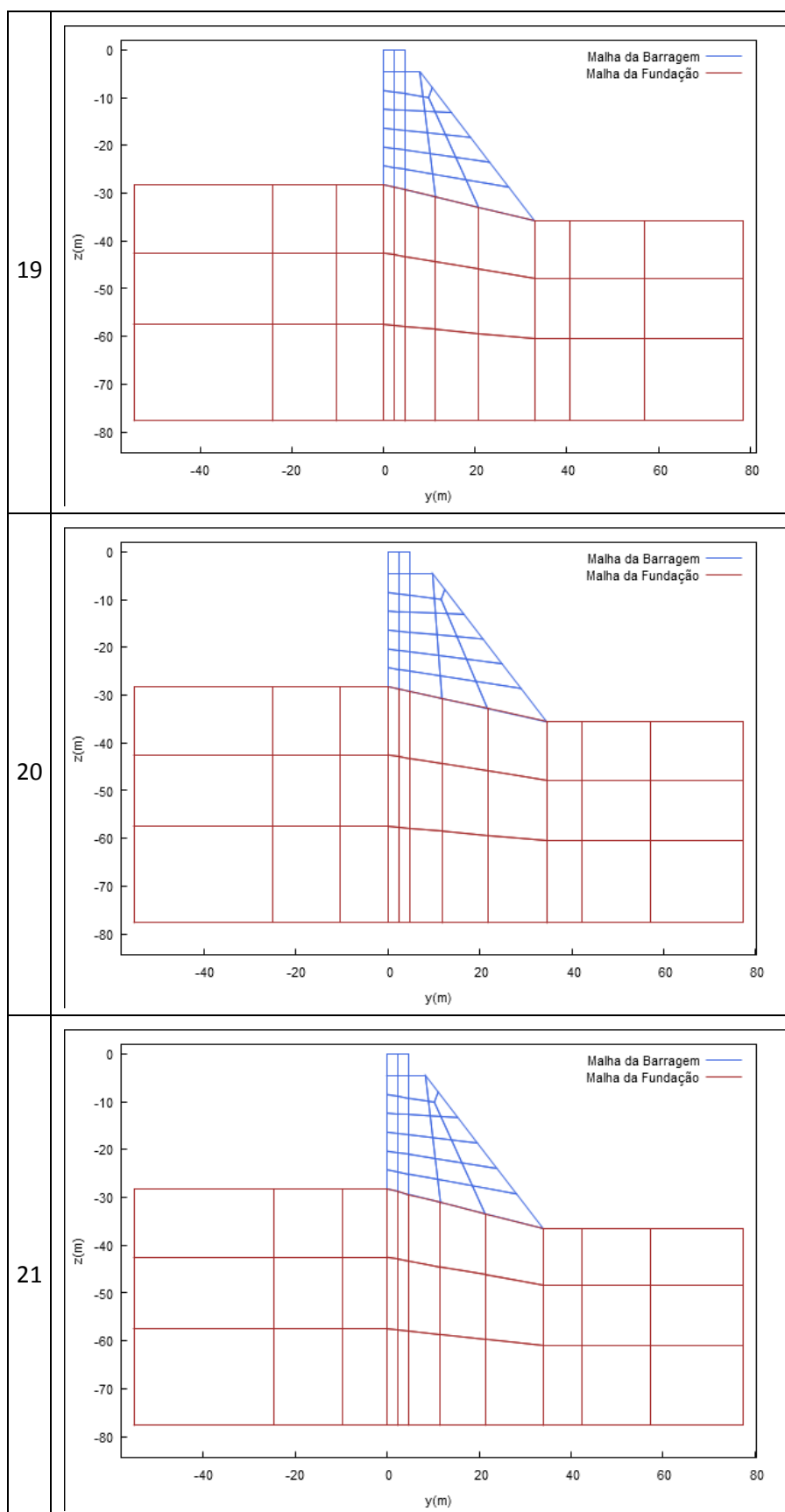


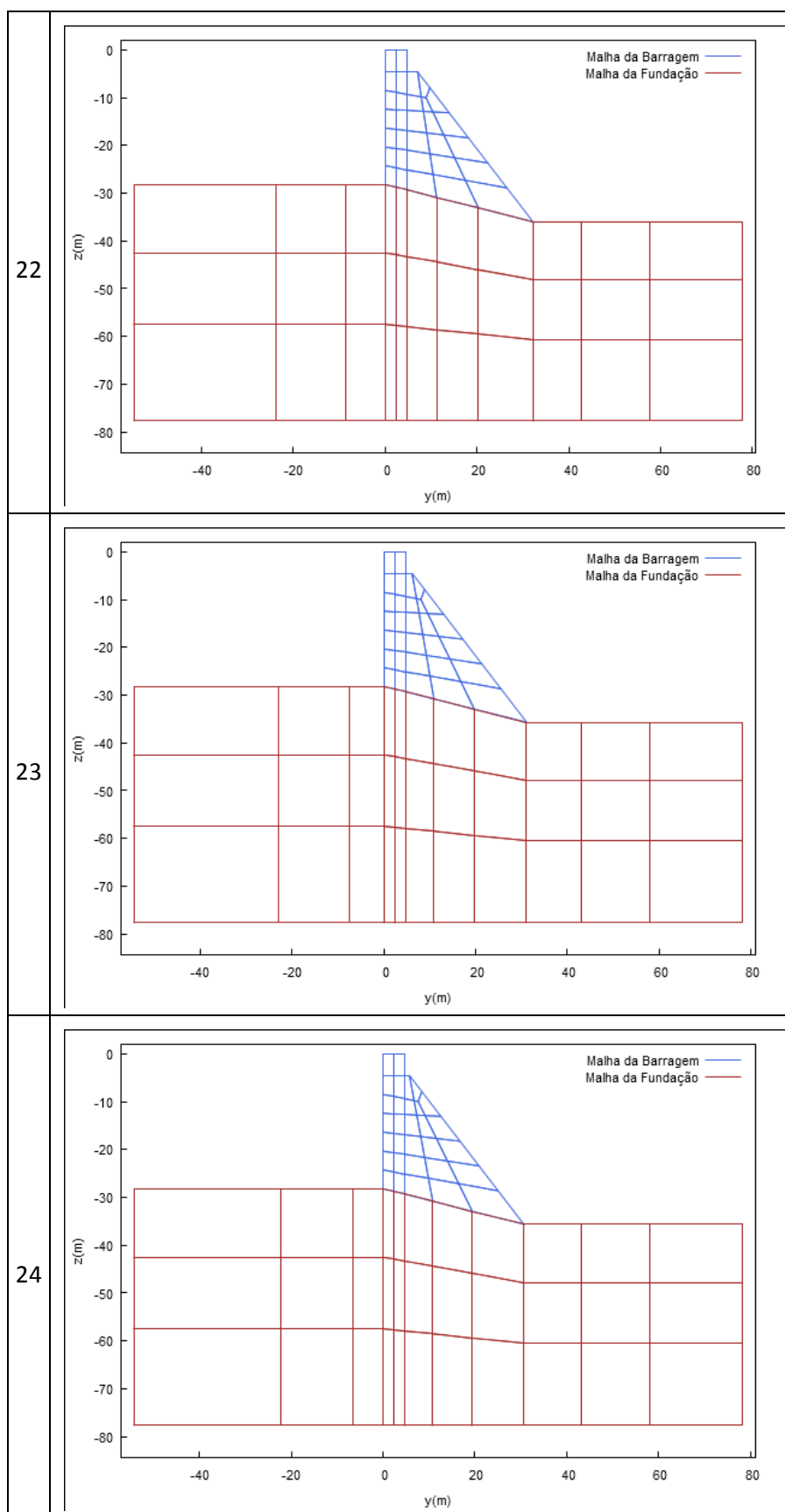


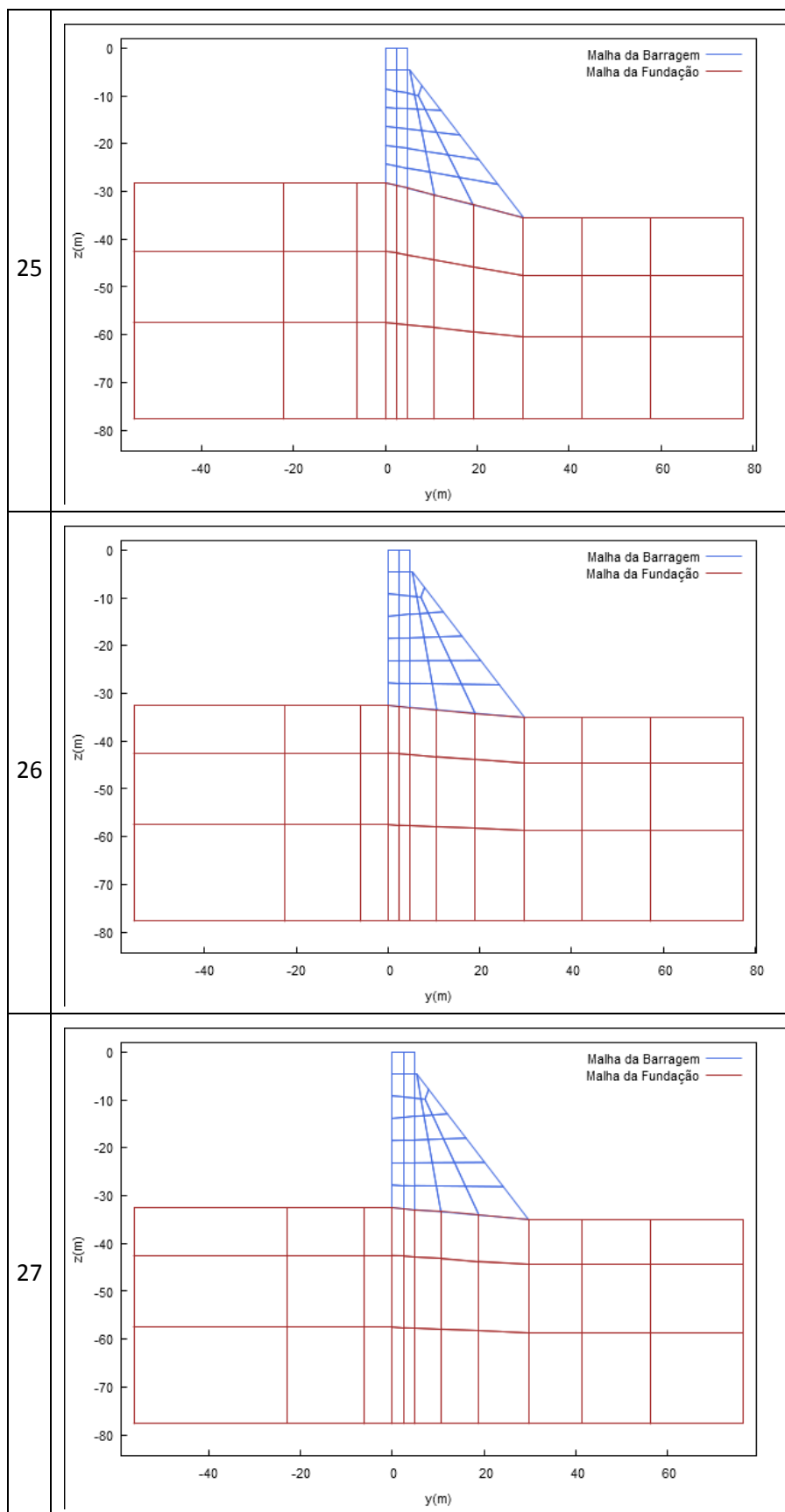


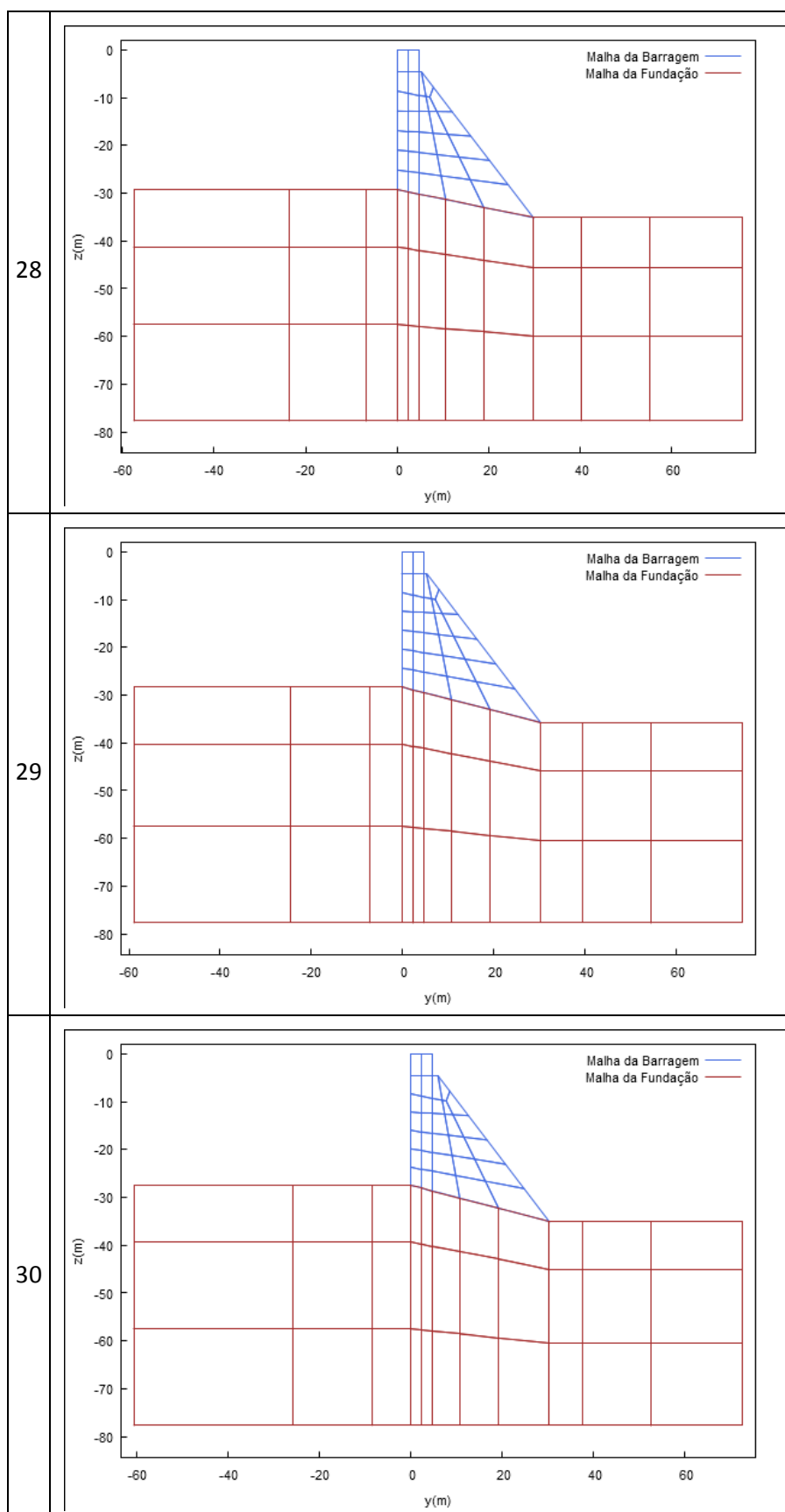


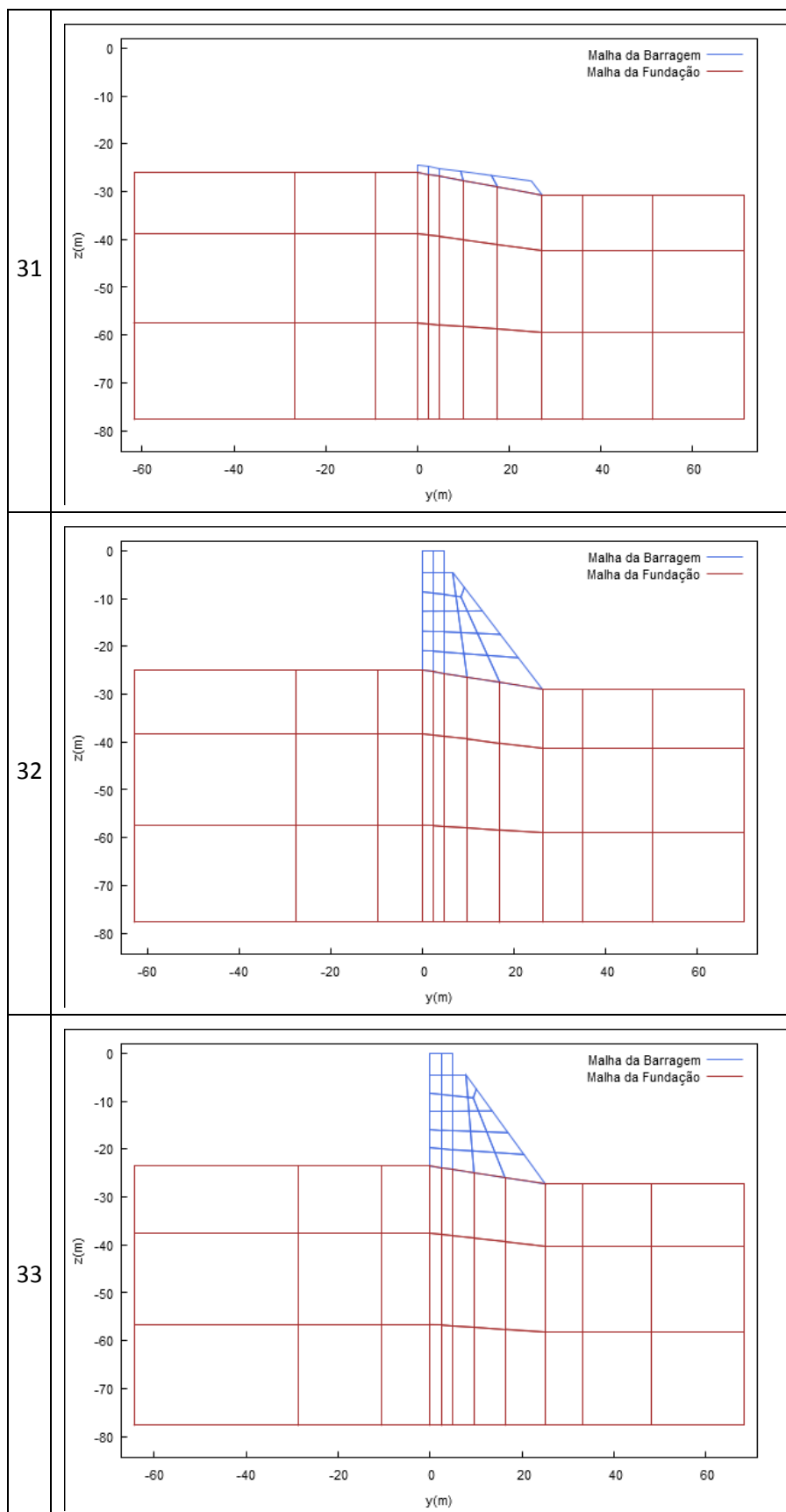


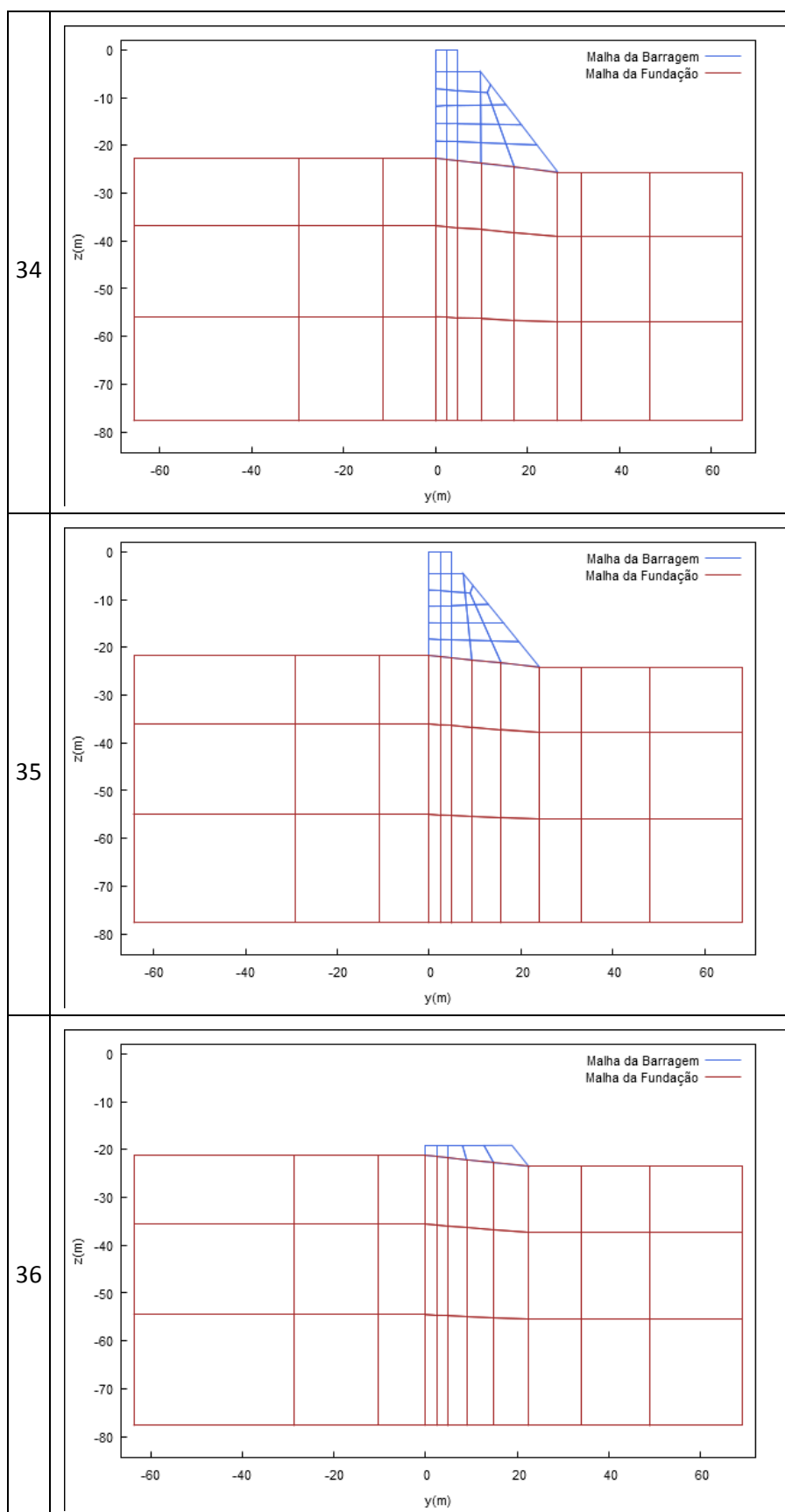


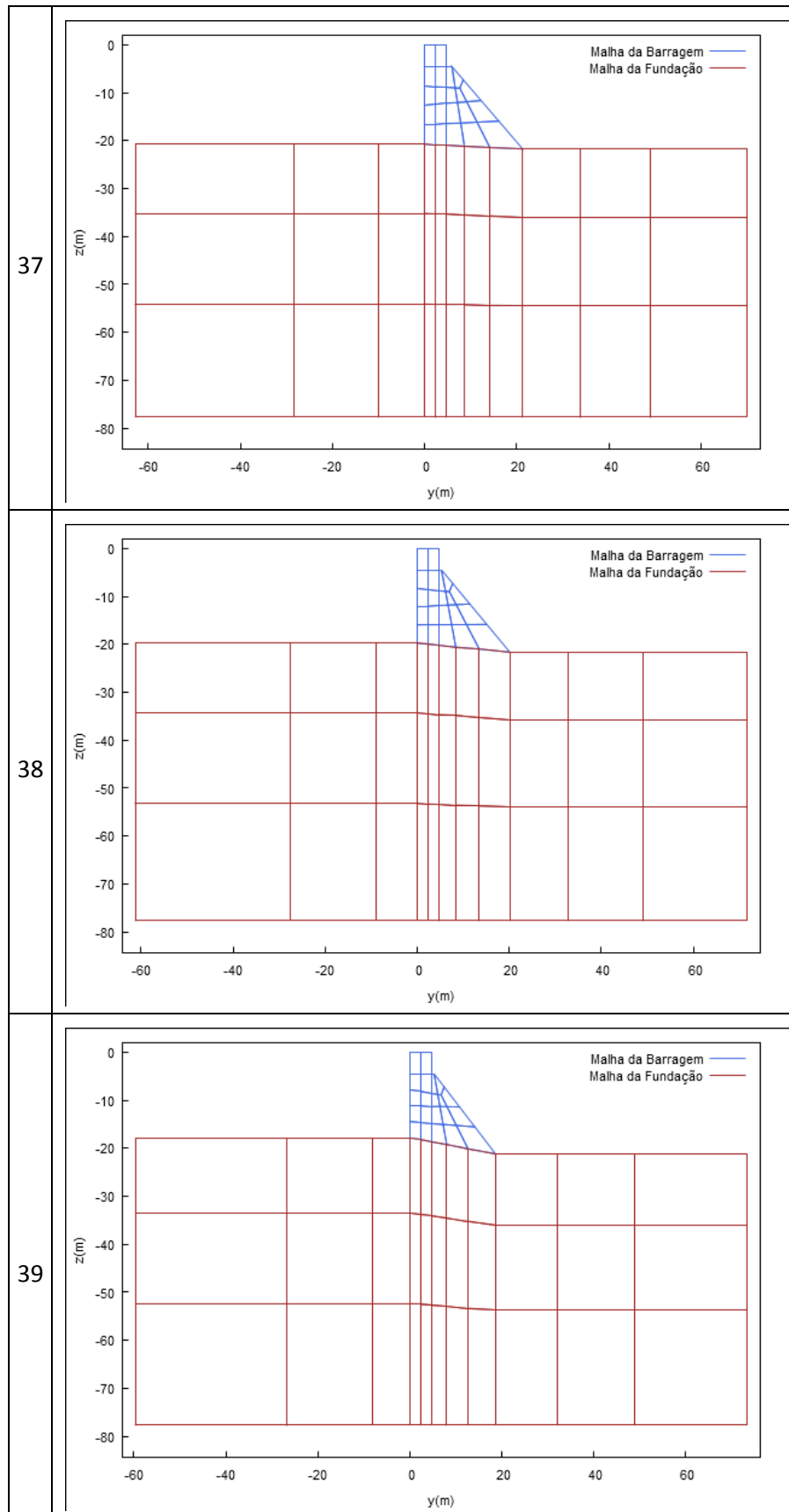


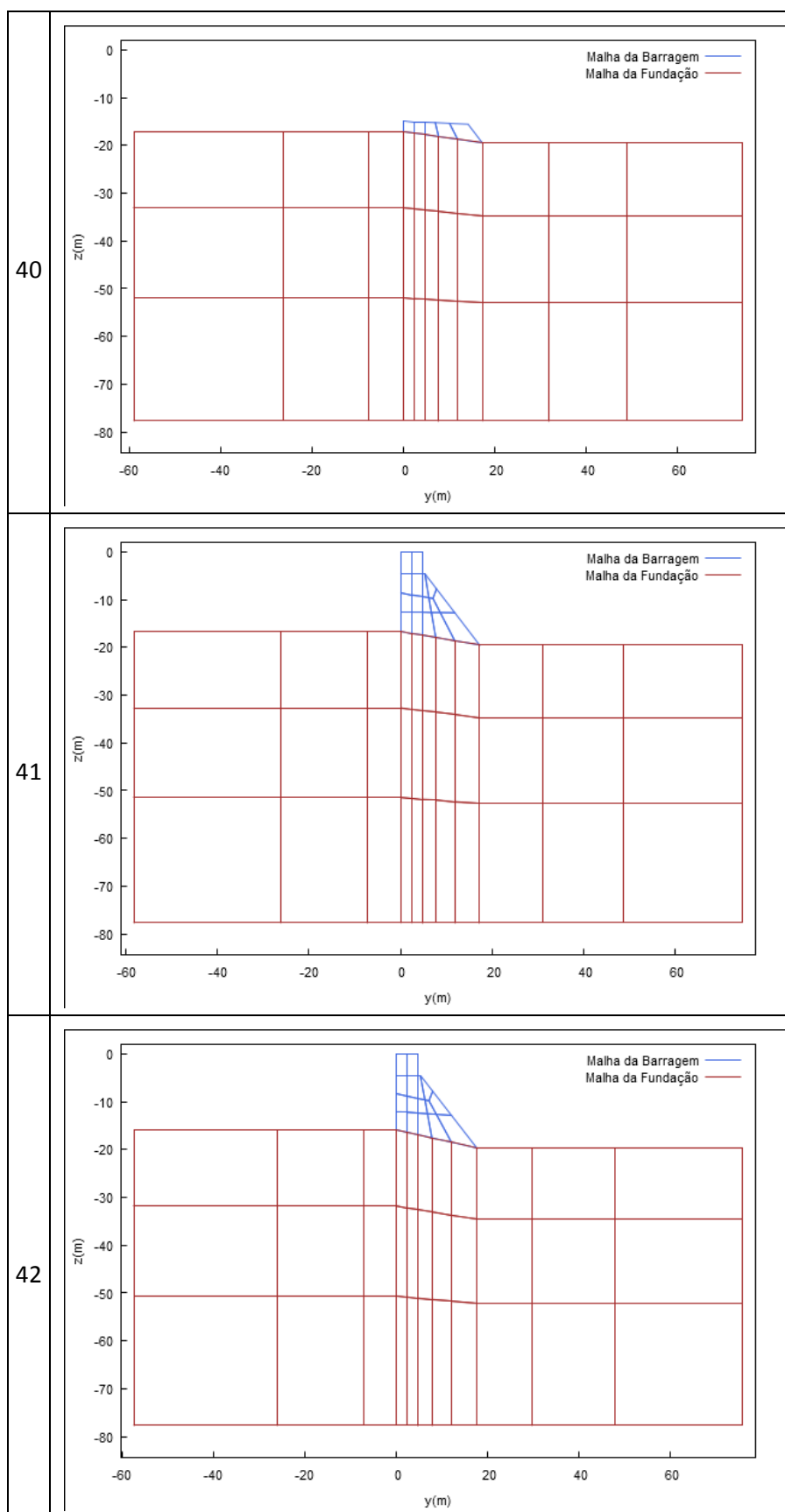


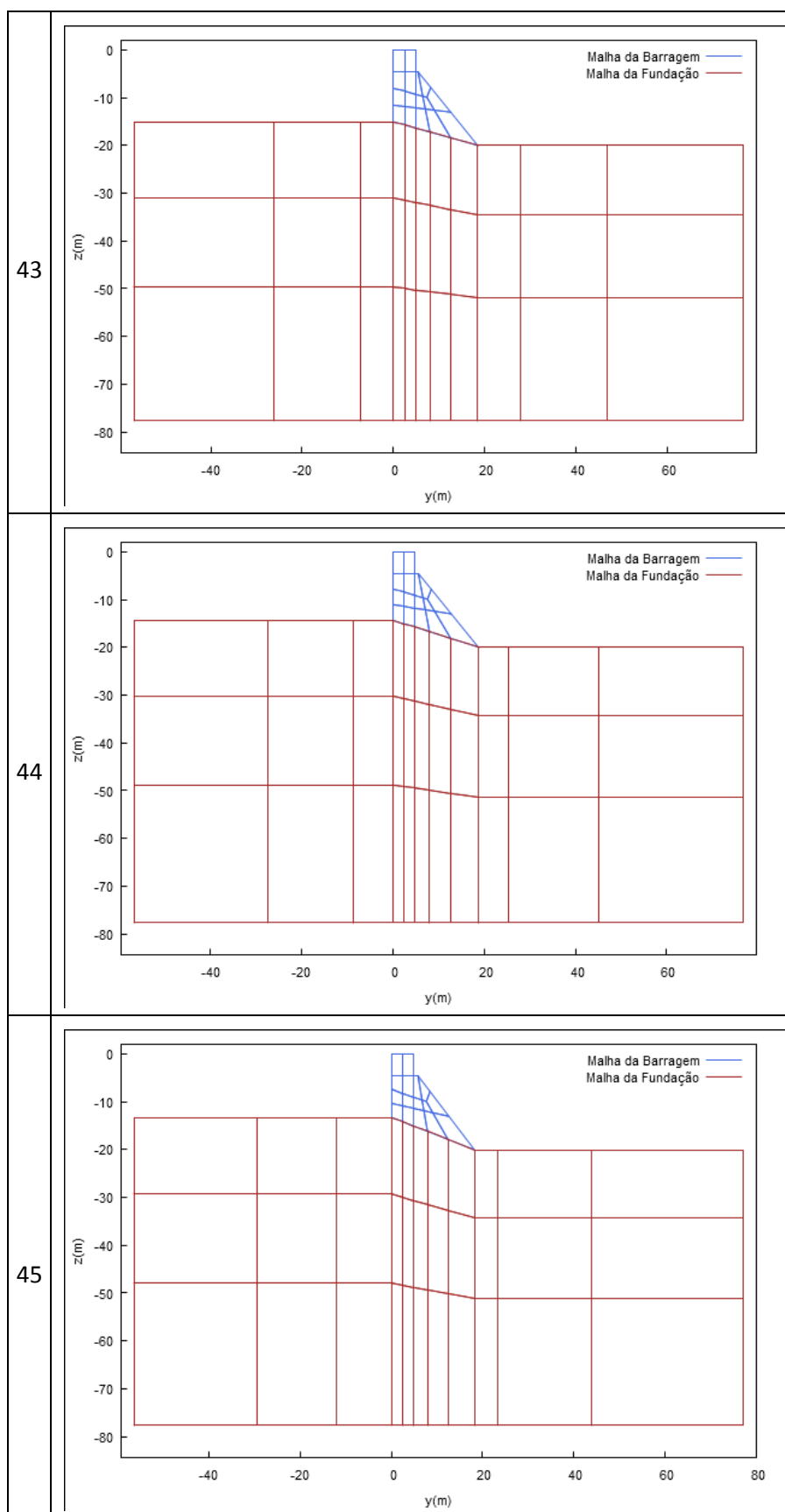


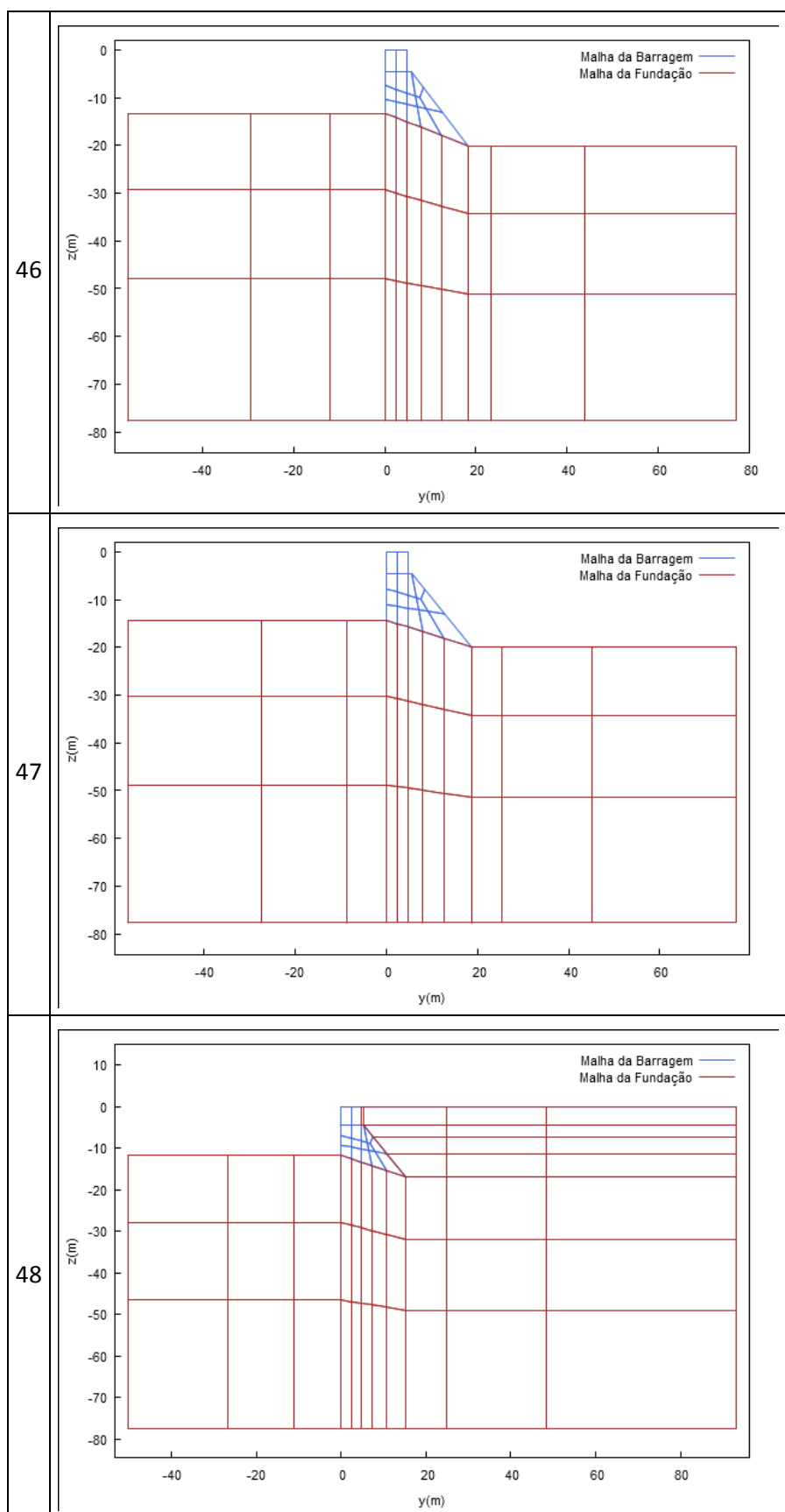


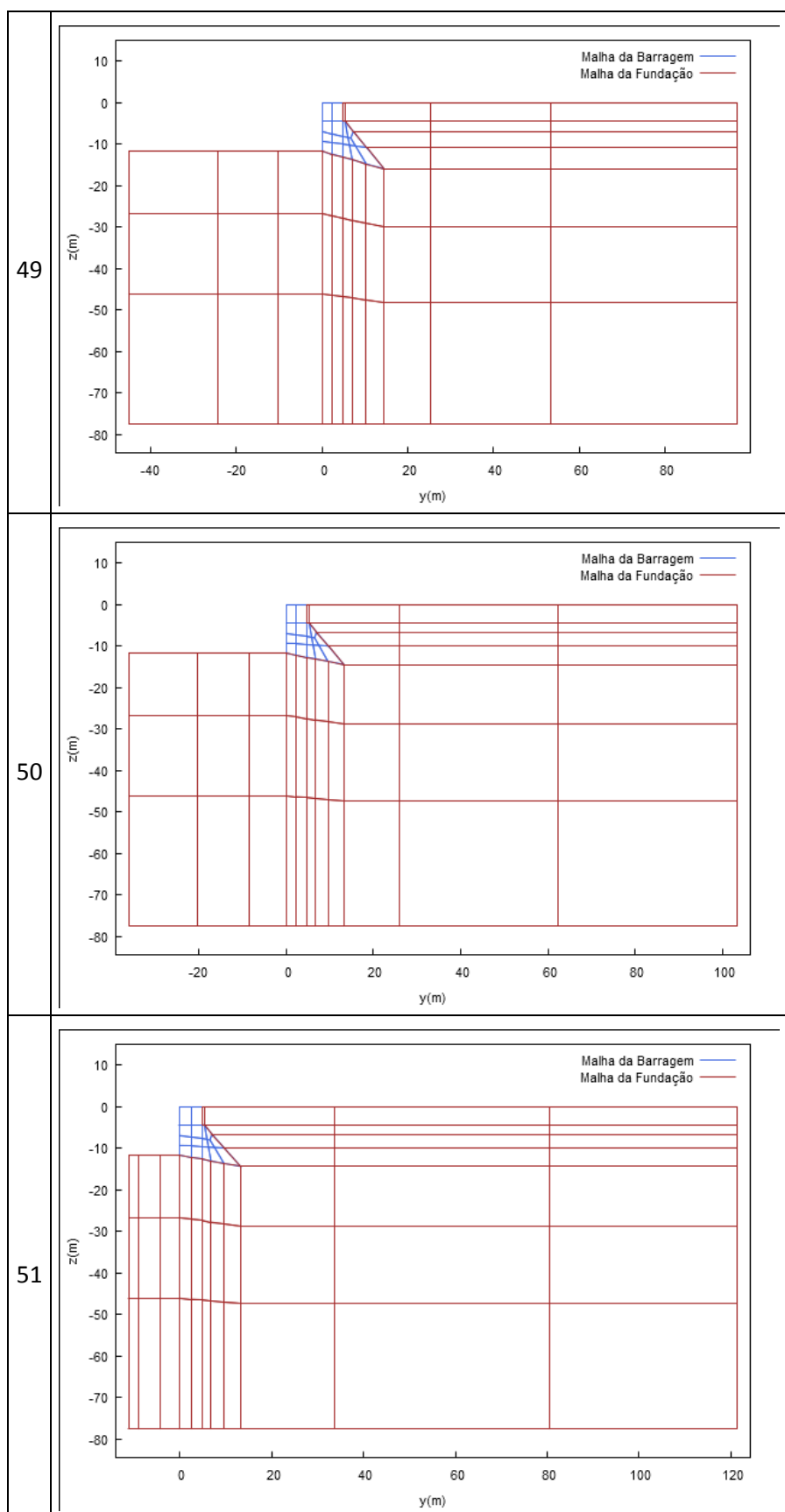










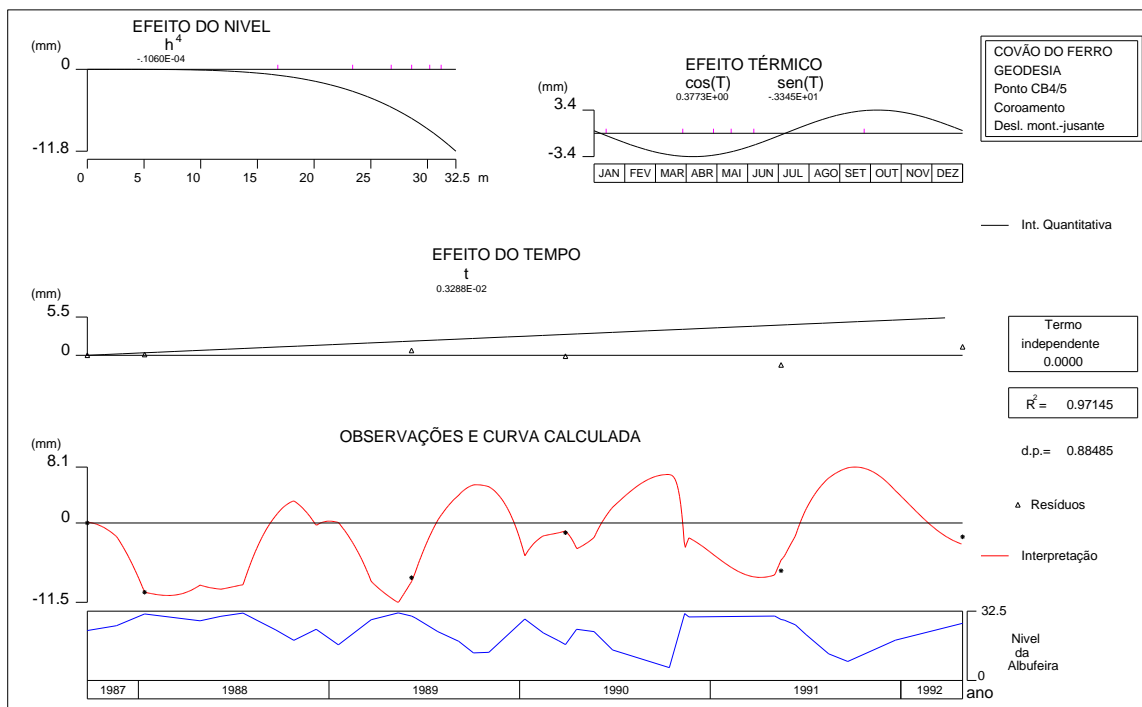


ANEXO V

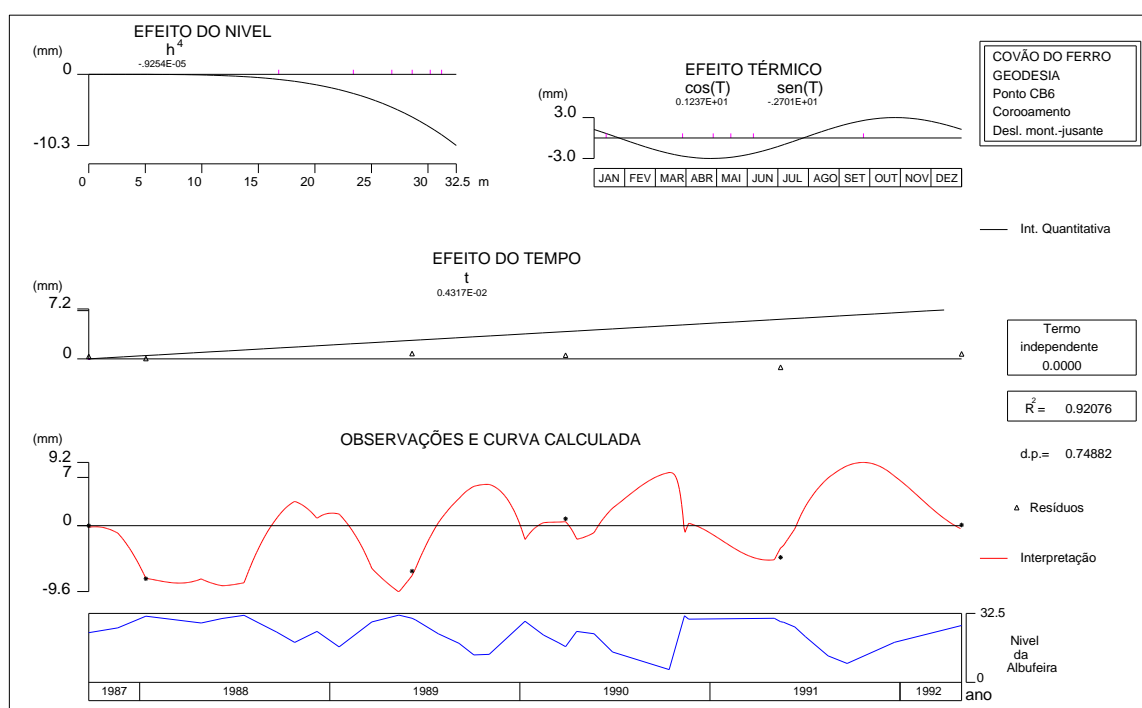
**RESULTADOS DA ANÁLISE QUANTITATIVA DE DESLOCAMENTOS OBSERVADOS
NA BARRAGEM DO COVÃO DO FERRO**

Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos montante-jusante observados por triangulação geodésica no ponto CB4/5 do coroamento, entre 1987 e 1992.

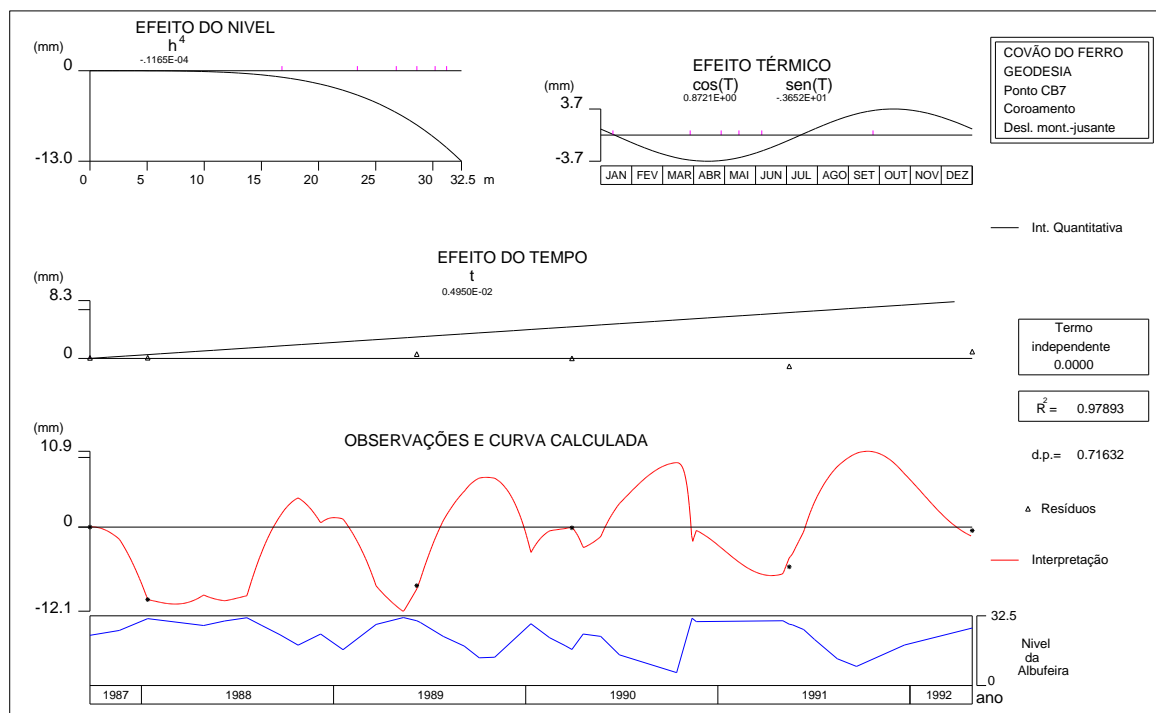


Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos montante-jusante observados por triangulação geodésica no ponto CB6 do coroamento, entre 1987 e 1992.

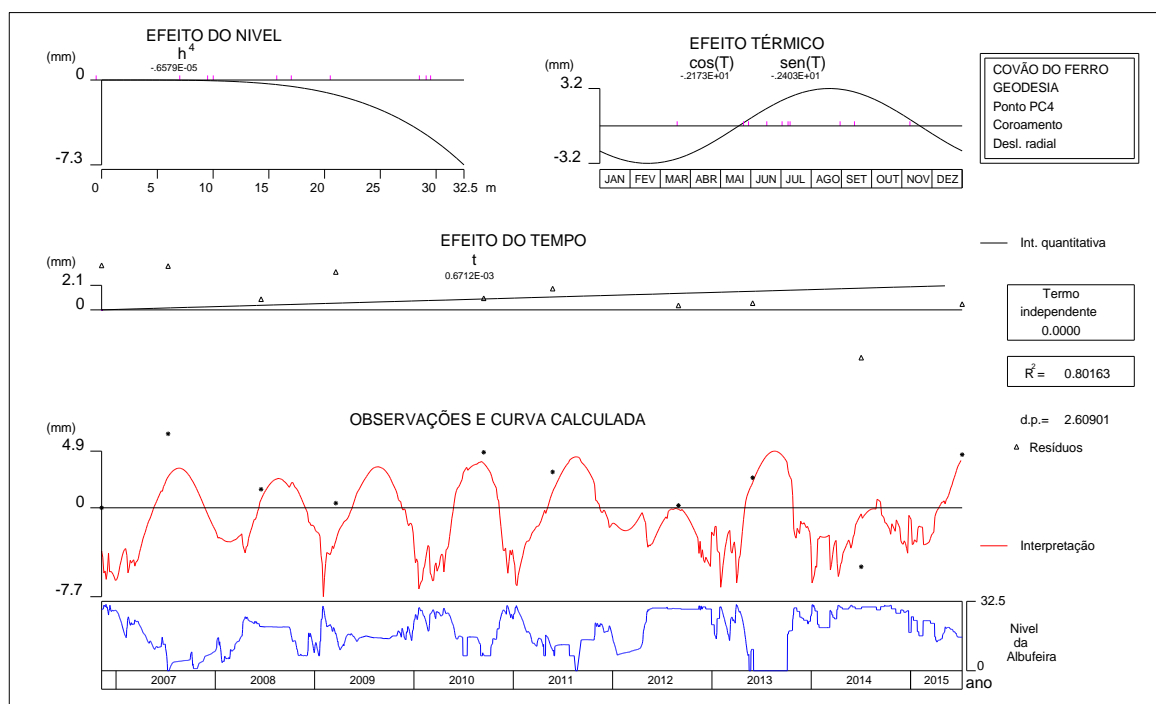


Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos montante-jusante observados por triangulação geodésica no ponto CB7 do coroamento, entre 1987 e 1992.

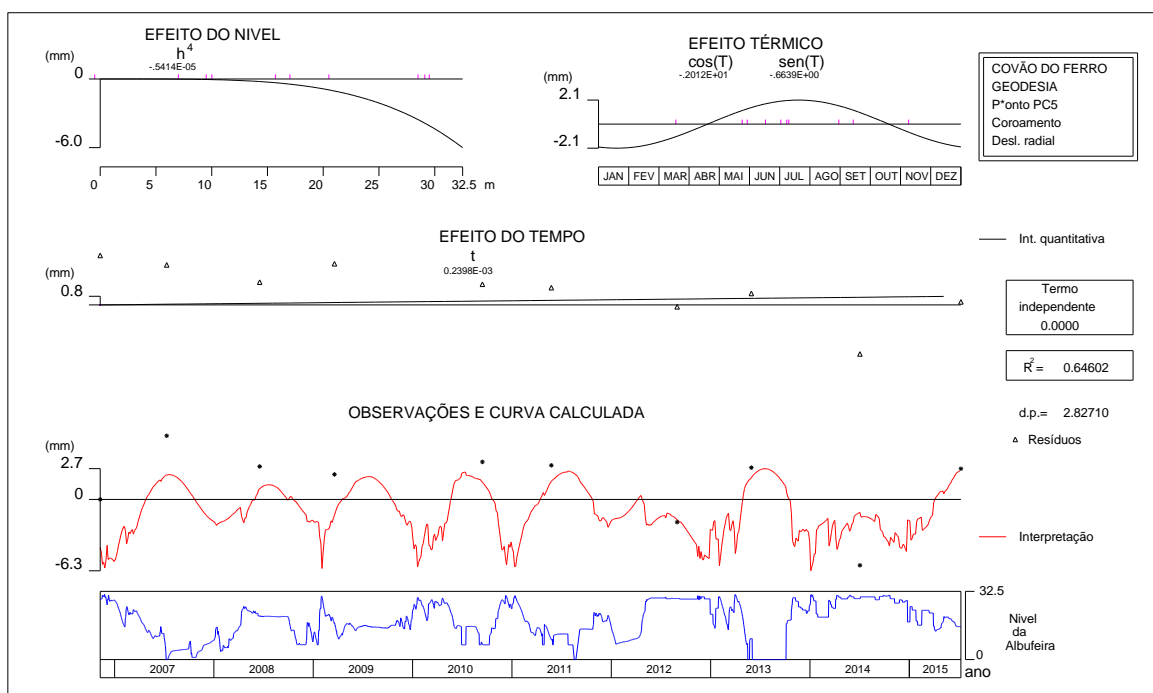


Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos radiais observados por triangulação geodésica no ponto PC4 do coroamento, entre 2006 e 2015.

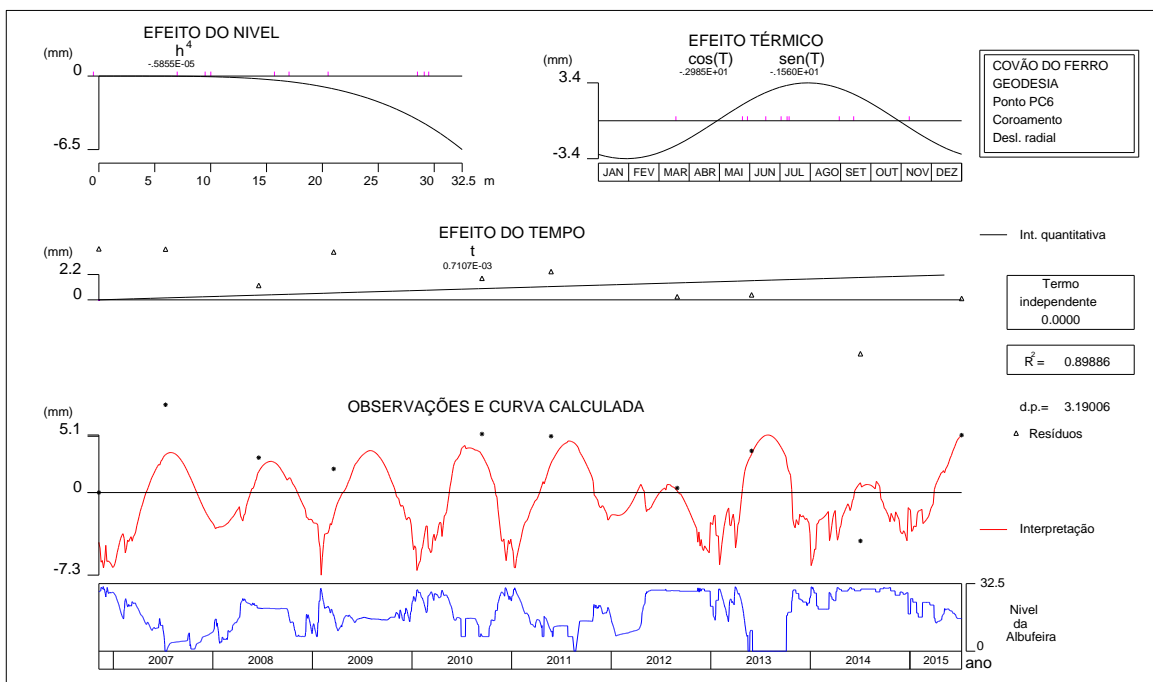


Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos radiais observados por triangulação geodésica no ponto PC5 do coroamento, entre 2006 e 2015.

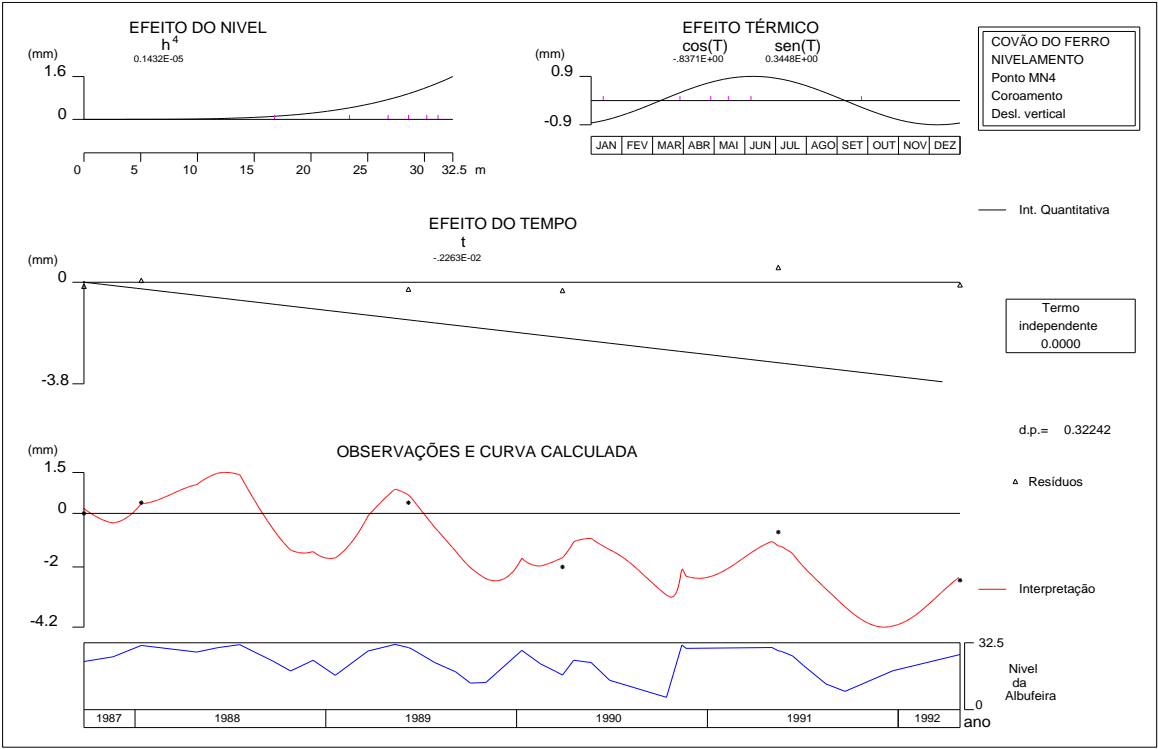


Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos radiais observados por triangulação geodésica no ponto PC6 do coroamento, entre 2006 e 2015.

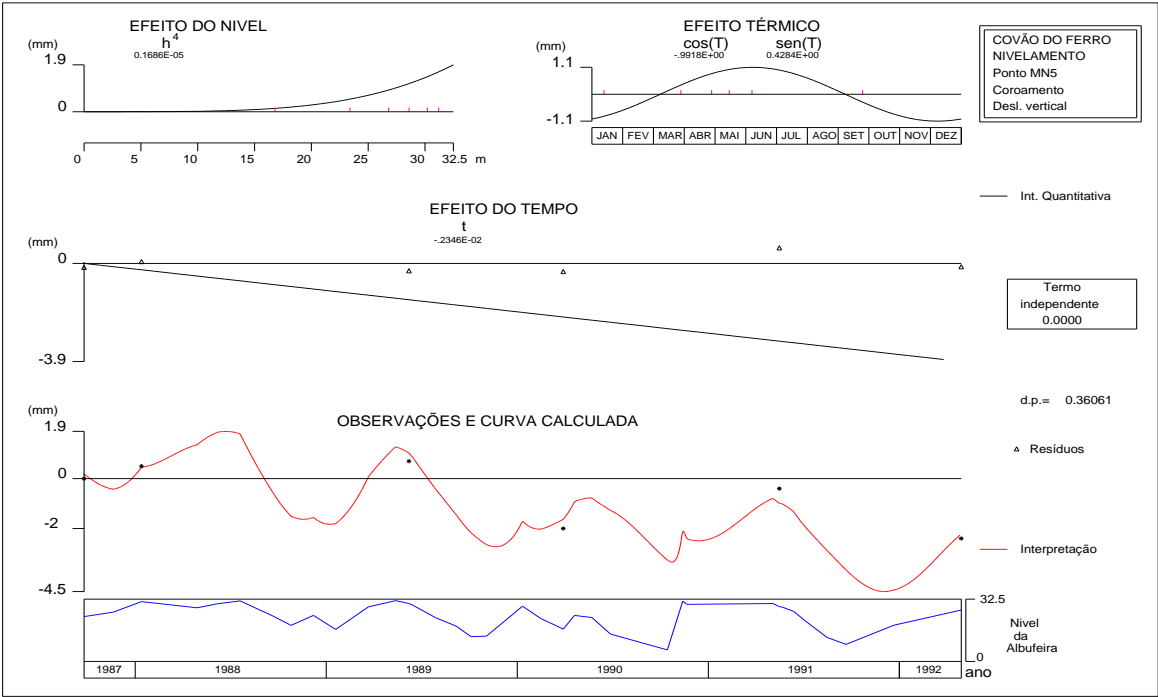


Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN4 do coroamento, entre 1987 e 1992.

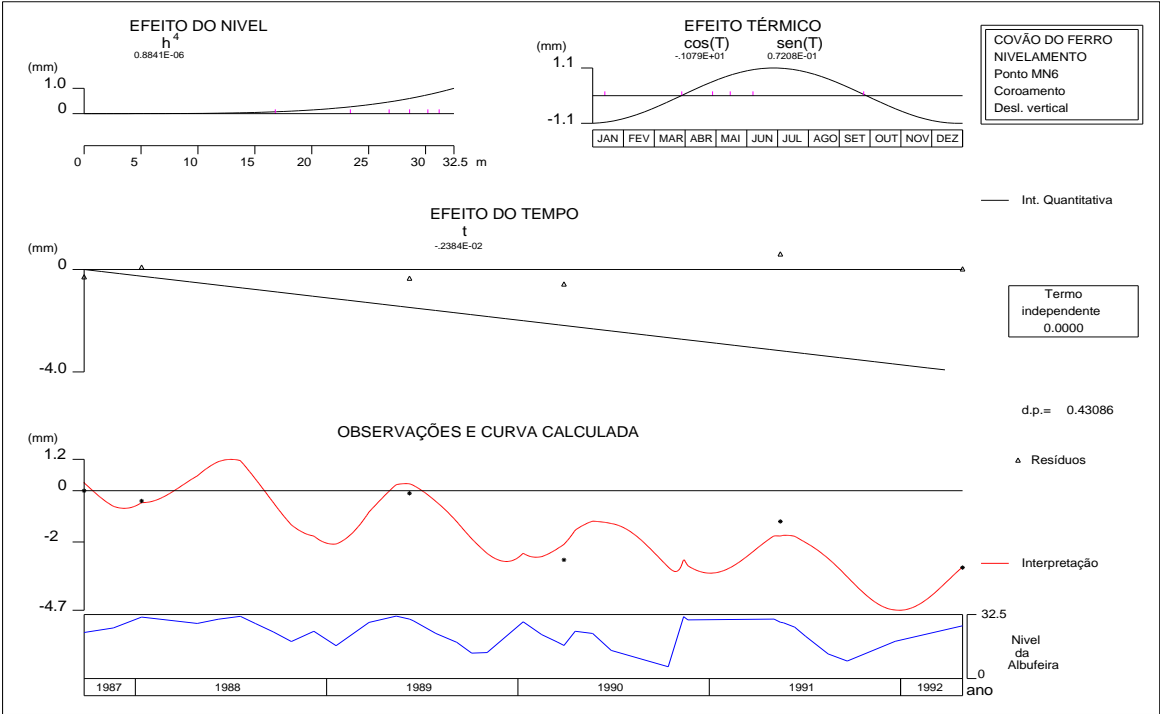


Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN5 do coroamento, entre 1987 e 1992

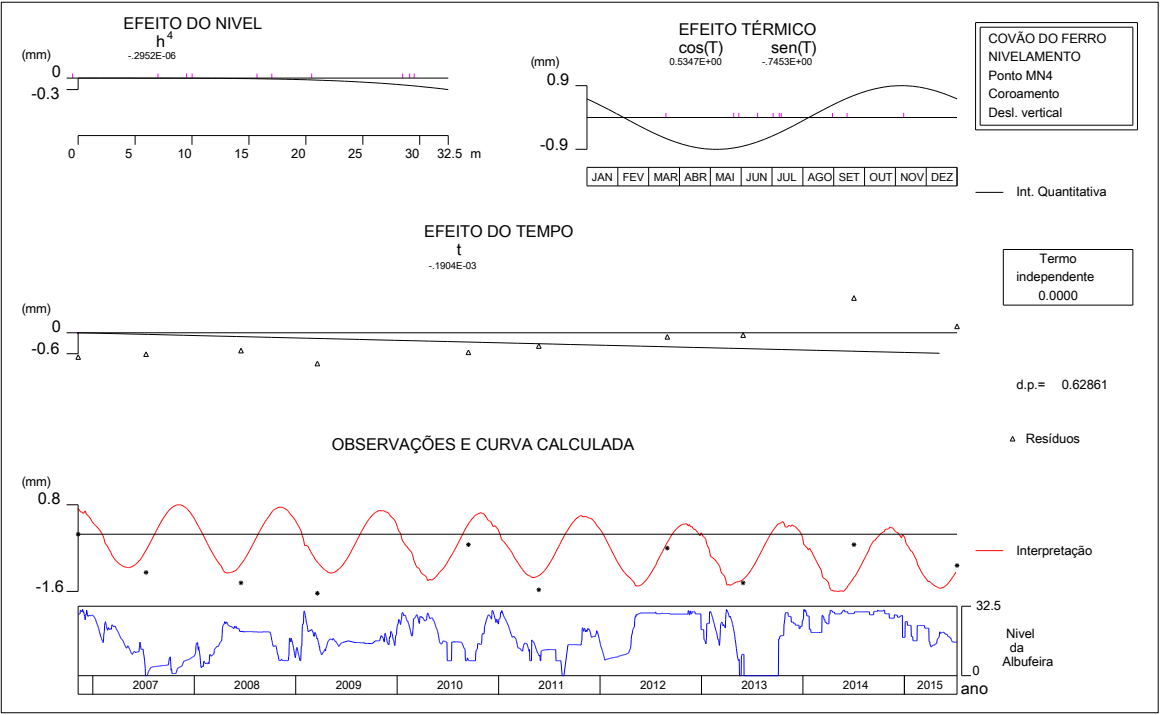


Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN6 do coroamento, entre 1987 e 1992.

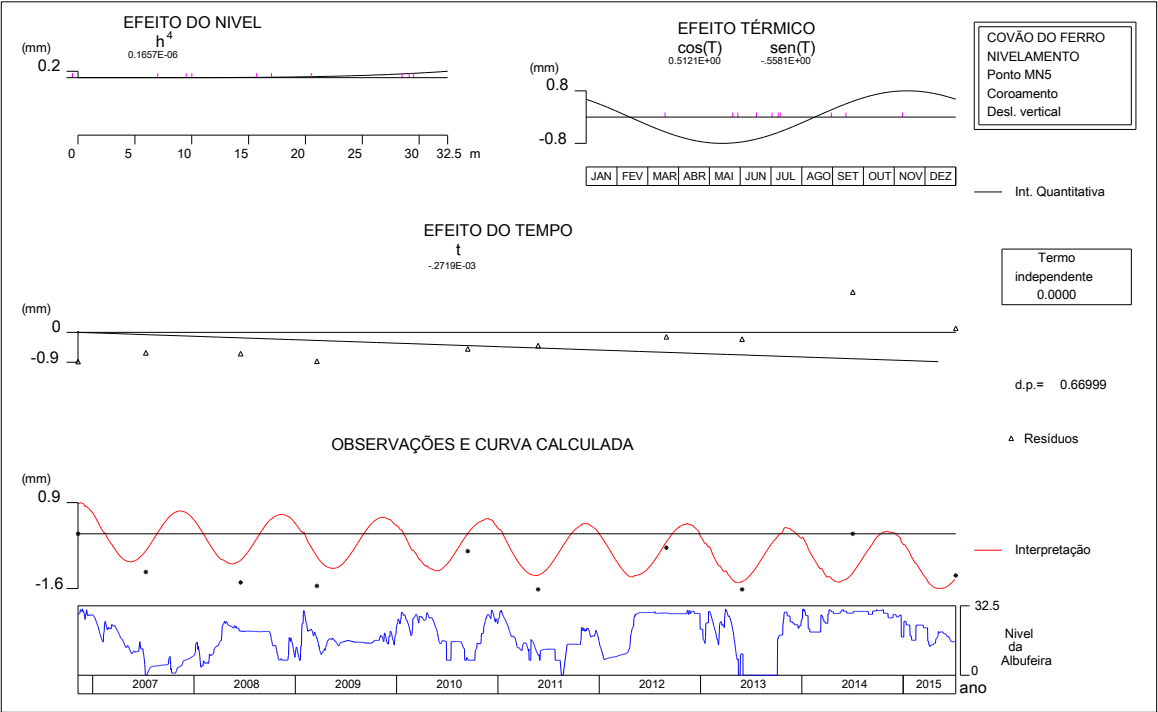


Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN4 do coroamento, entre 2006 e 2015.



Anexo V – Resultados da análise quantitativa de deslocamentos observados na barragem do Covão do Ferro

Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN5 do coroamento, entre 2006 e 2015.



Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados por nivelamento no ponto MN6 do coroamento, entre 2006 e 2015.

